



UNIVERSIDADE DO VALE DO TAQUARI
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS ESTRUTURAIS
PARA UM EDIFÍCIO COMERCIAL EM CONCRETO ARMADO**

Katiuce da Silveira

Lajeado, dezembro de 2020

Katiuce da Silveira

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS ESTRUTURAIS PARA UM EDIFÍCIO COMERCIAL EM CONCRETO ARMADO

Monografia apresentada na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, do curso de Engenharia Civil, da Universidade do Vale do Taquari - Univates, como parte da exigência para a obtenção do título de Engenheira Civil.

Orientadora: Rebeca Jéssica Schmitz.

Lajeado, dezembro de 2020

Katiuce da Silveira

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS ESTRUTURAIS PARA UM EDIFÍCIO COMERCIAL EM CONCRETO ARMADO

Profa. Ma. Rebeca Jéssica Schmitz –
orientadora
Universidade do Vale do Taquari – Univates

Prof. Me. Douglas Ferreira Velho
Universidade do Vale do Taquari – Univates

Profa. Dra. Paula Manica Lazzari
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Lajeado, dezembro de 2020

AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho ocorreu por meio da colaboração de algumas pessoas, que de forma direta ou indireta, inspiraram e contribuíram para a minha formação pessoal e profissional. Primeiramente agradeço à Deus, por guiar meus caminhos me dando força e sabedoria.

À minha família, por todo suporte, carinho e compreensão. Aos meus pais que embarcaram neste sonho junto comigo e desde então, não mediram esforços para que hoje eu estivesse aqui, fazendo com que esta conquista seja nossa!

Agradeço à minha orientadora Rebeca Jéssica Schmitz, pela excelente orientação, compreensão e dedicação na construção deste trabalho.

Aos Engenheiros Alan Simsen e Alana Pitol por todo auxílio, apoio e incentivo durante esse período. Compartilhar o dia a dia desta profissão com vocês é um privilégio!

Ao meu namorado Natanael, por todo amparo, carinho e cuidado comigo neste e em todos os momentos.

À todos as amigas e amigos que fizeram parte desta caminhada e a deixaram mais leve, em especial a Ana Carolina, Jenifer, Sheila e Aline, só tenho a agradecer por fazerem parte da minha vida.

RESUMO

O aumento da construção de edifícios altos acompanha o desenvolvimento técnico e científico, onde à medida em que a estrutura apresenta uma dimensão vertical significativa, os problemas de instabilidade se tornam mais relevantes. Dentro desta problemática, o presente trabalho consiste na análise comparativa entre diferentes modelos estruturais para um edifício comercial composto por 20 pavimentos, verificando a influência do sistema de pórtico rígido (PR), núcleo rígido (NR) e tubular (TB) na estabilidade global da edificação. Para a concepção do estudo, utilizou-se o *software* Eberick 2020, considerado uma difundida ferramenta para elaboração de projetos estruturais em concreto armado. Iniciou-se o desenvolvimento dos modelos com a elaboração da planta arquitetônica, possibilitando a proposição de diferentes arranjos estruturais. A partir do levantamento dos dados obtidos, observou-se que a implantação do núcleo rígido se mostra bastante eficiente, reduzindo significativamente o coeficiente y_z , proporcionando uma elevada rigidez e um menor deslocamento horizontal. O consumo de materiais apresentou maior variação entre as modelagens, sendo que o modelo NR apresentou menor consumo de aço e o PR apresentou menor consumo de concreto e área de fôrmas, se mostrando um sistema estrutural eficiente e financeiramente viável para a proposta.

Palavras-chave: Sistemas estruturais. Estabilidade. Concreto armado. Edifícios altos.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	9
1.1 Problema de pesquisa	10
1.2 Objetivos	10
1.2.1 Objetivo geral	10
1.2.2 Objetivos específicos	10
1.3 Delimitação do tema	11
1.4 Justificativa da pesquisa	11
1.5 Estrutura do trabalho	12
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
2.1 Edifícios Altos	13
2.2 Estabilidade Estrutural	16
2.2.1 Efeitos de 2ª Ordem e Estabilidade Global	16
2.2.2 Parâmetro de Instabilidade α	18
2.2.3 Coeficiente γ_z	20
2.2.4 Método P-Delta	21
2.3 Sistemas Estruturais	22
2.3.1 Sistema de Pórticos Rígidos	23
2.3.1.1 Aspectos gerais do Pórtico Rígido	23
2.3.1.2 Comportamento estrutural do Pórtico Rígido	24
2.3.2 Sistema de Núcleo Rígido	26
2.3.2.1 Aspectos Gerais do Núcleo Rígido	26
2.3.2.2 Comportamento estrutural do Núcleo Rígido	28
2.3.3 Sistema Tubular	29
2.3.3.1 Aspectos Gerais do Sistema Tubular	29
2.3.3.2 Comportamento Estrutural do Sistema Tubular	30
2.4 Efeitos do Vento	31
2.4.1 Deslocamento Horizontal Excessivo	35
2.4.2 Torção	36

3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	38
3.1 Procedimentos técnicos adotados na pesquisa	39
3.2 Definição da planta arquitetônica	39
3.3 Modelagem e processamento dos modelos estruturais	41
3.3.1 Definições Iniciais para a Modelagem	41
3.3.2 Materiais	42
3.3.3 Ações Atuantes	43
3.3.3.1 Verticais	43
3.3.3.2 Força Devido ao Vento	45
3.3.4 Carregamento de Ações	46
3.3.5 Pré-dimensionamento dos elementos	47
3.3.5.1 Pré-dimensionamento das lajes	48
3.3.5.2 Pré-dimensionamento das vigas	48
3.3.5.3 Pré-dimensionamento dos pilares	49
3.3.6 Lançamento dos elementos	51
3.3.6.1 Modelo PR	52
3.3.6.2 Modelo NR	54
3.3.6.3 Modelo TB	57
3.4 Comparativos	59
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO	61
4.1 Dimensionamento dos Modelos	61
4.1.1 Dimensionamento do modelo Pórtico Rígido (PR)	61
4.1.2 Dimensionamento do modelo Núcleo Rígido (NR)	63
4.1.3 Dimensionamento do modelo Tubular (TB)	64
4.2 Estabilidade Global da edificação	65
4.3 Deslocamentos	66
4.4 Consumo de Materiais	67
4.4.1 Consumo de Concreto (m ³)	67
4.4.2 Consumo de aço (kg)	69
4.4.3 Consumo de fôrmas (m ²)	70
4.5 Taxas médias de Armadura	71
4.6 Influência na arquitetura	72
4.7 Comparação geral entre os modelos	73
5 CONCLUSÃO	75
REFERÊNCIAS	77
APÊNDICE A - Forma do pavimento tipo - modelo PR	80
APÊNDICE B - Forma do pavimento tipo - modelo NR	81

1 INTRODUÇÃO

De acordo com Bernardi (2010), o crescente aumento da densidade populacional associado a uma grande necessidade de urbanização ocasionou um forte processo de verticalização das edificações e da valorização das áreas propícias para a construção de edifícios nos grandes centros urbanos. Consequentemente, a demanda pela construção de edifícios altos exigiu do mercado um aprimoramento dos diferentes sistemas estruturais e das técnicas de análise de estruturas para garantir uma maior economia, rapidez e segurança.

O aumento na ocorrência de edifícios altos e esbeltos exige um aperfeiçoamento e uma constante evolução dos profissionais, pois quanto maior a dimensão vertical de uma estrutura, mais relevantes se tornam os problemas com instabilidade. Deve-se verificar na fase inicial de elaboração do projeto a estabilidade global da edificação, a fim de identificar e evitar problemas futuros (LINS, 2013).

Segundo Ribeiro (2010), para a análise da estabilidade de estruturas, considera-se tanto os efeitos locais, onde verifica-se o equilíbrio de cada elemento de forma isolada, quanto os efeitos globais, considerando que a estrutura trabalha em conjunto. Deste modo, os efeitos ocasionados pela não-linearidade geométrica da estrutura podem ser de primeira ordem, analisando o equilíbrio na configuração geométrica inicial, ou ainda de segunda ordem, onde o equilíbrio é analisado na condição já deformada. Ainda na análise da estabilidade da estrutura, deve-se considerar as ações horizontais, que são principalmente originadas pelo vento e pelas irregularidades geométricas (MONCAYO, 2011).

Com os constantes avanços tecnológicos, o cálculo e o processo de verificação de segurança das estruturas têm se desenvolvido significativamente, dispondo de diversos *softwares* como ferramentas de apoio e permitindo assim, uma análise com maior complexibilidade e precisão (CARNEIRO; MARTINS, 2008). Destaca-se para o desenvolvimento do estudo o *software* Eberick, programa computacional desenvolvido pela empresa AltoQi e muito utilizado para a elaboração de projetos estruturais, pois abrange desde a concepção do modelo até os detalhes finais.

Diante disso, o presente trabalho realizará uma análise comparativa entre diferentes modelagens estruturais para um edifício comercial, verificando a influência do sistema de pórtico rígido, núcleo rígido e tubular para a estabilidade global da edificação.

1.1 Problema de pesquisa

Qual modelo estrutural melhor atende as especificações edifício?

1.2 Objetivos

Os objetivos da pesquisa estão classificados em geral e específicos e são descritos a seguir.

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral do trabalho é comparar diferentes sistemas estruturais para um edifício em concreto armado considerando diversos parâmetros.

1.2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos são:

- a) desenvolver um modelo estrutural com sistema de pórtico rígido (PR), núcleo rígido (NR) e tubular (TB) com auxílio do *software* AltoQi Eberick;
- b) verificar a influência de cada modelo estrutural nos parâmetros de estabilidade;
- c) verificar a influência de cada modelo estrutural nos deslocamentos gerais e relativos;

- d) comparar o quantitativo de aço, concreto e área de fôrmas para execução das diferentes estruturas;
- e) verificar a influência das diferentes modelagens na disposição arquitetônica.

1.3 Delimitação do tema

O trabalho delimita-se na análise dos parâmetros de estabilidade global, taxa de armaduras e um resumo de materiais, resultantes da análise estrutural no *software* Eberick. Para o presente estudo, a autora elaborou a planta arquitetônica e a mesma será utilizada para os diferentes modelos estruturais a serem analisados, sendo eles sistema de pórtico rígido (PR), núcleo rígido (NR) e tubular (TB).

Os modelos serão simulados contendo vinte pavimentos e ressalta-se que, cada modelo será totalmente independente do outro, onde os elementos estruturais como pilares e vigas podem sofrer algumas variações. A configuração das lajes e suas respectivas cargas serão mantidas iguais nas três modelagens, para que de forma efetiva, seja possível verificar qual sistema apresenta maior eficiência nos parâmetros de estabilidade.

1.4 Justificativa da pesquisa

De acordo com Kimura (2018), para a correta análise estrutural da edificação é extremamente importante observar as resultantes dos valores globais encontrados, que proporcionam uma boa percepção do comportamento da estrutura. O autor ainda complementa que tal comportamento, também deve ser analisado após a etapa de lançamento da estrutura no *software* utilizado pelo projetista, de modo a estar congruente com o modelo de cálculo adotado.

O estudo se justifica pela grande relevância em analisar o comportamento estrutural em edifícios altos, com base na variação e verificação da influência do sistema de pórtico rígido, núcleo rígido e tubular para a estabilidade global da edificação.

1.5 Estrutura do trabalho

O presente trabalho está estruturado em quatro capítulos. O primeiro capítulo apresenta uma introdução sobre os diferentes sistemas estruturais adotados, ao conceito de estabilidade global e ao uso de modelos computacionais com auxílio de *software* computacional. Além disso, aborda a delimitação do tema, problema de pesquisa, objetivos e a justificativa do trabalho.

O segundo capítulo aborda a revisão bibliográfica abrangendo questões sobre edifícios altos, análise estrutural, o *software* utilizado, os modelos estruturais, efeitos de 2ª ordem, estabilidade global e os parâmetros de carregamento das estruturas.

No terceiro capítulo é apresentado a metodologia utilizada na elaboração do trabalho, indicando os procedimentos adotados na pesquisa como a concepção do edifício (escolha do *layout*), a definição do pavimento tipo e o desenvolvimento dos modelos considerando os carregamentos atuantes.

O quarto capítulo detalha o cronograma de execução da segunda etapa deste trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é apresentado o referencial teórico dos conteúdos que fundamentam o tema escolhido para o estudo, abrangendo uma caracterização dos edifícios altos, estabilidade estrutural, os sistemas estruturais abordados e os efeitos do vento na estrutura.

2.1 Edifícios Altos

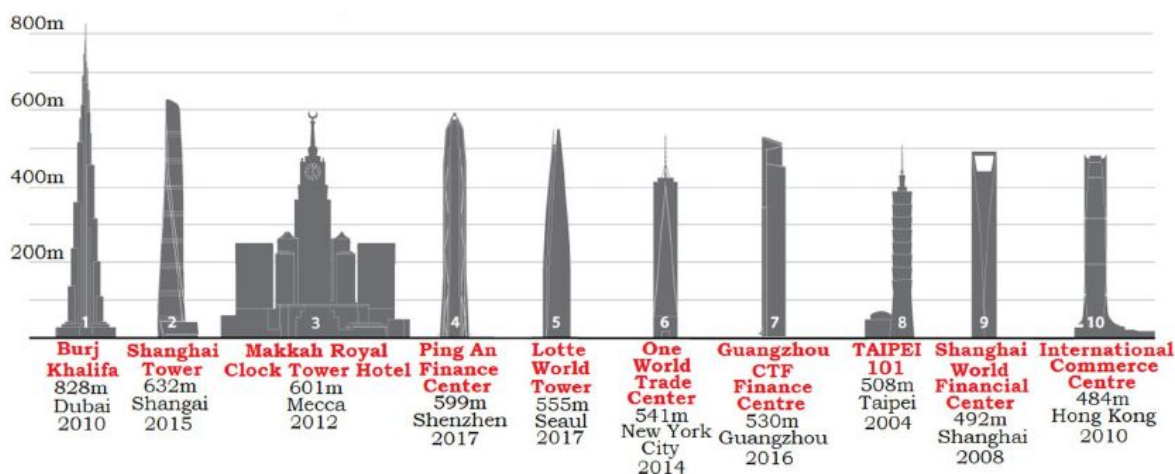
O desenvolvimento na engenharia ao longo dos anos possibilitou diversos avanços na área da construção civil. Inovações nos materiais e métodos construtivos, além do surgimento e aprimoramento de *softwares* computacionais, que contribuíram para uma análise mais realista e detalhada do comportamento das estruturas. Consequência disto, é que edifícios cada vez mais altos e mais esbeltos têm sido construídos, exigindo do engenheiro um cuidado excepcional ao projetar estruturas de tamanha magnitude (BUENO, 2009; RIBEIRO, 2010).

Segundo regulamentações e critérios de altura do Conselho de Prédios Altos e Habitat Urbano (CTBUH, 2020), não há uma definição absoluta quanto a classificação dos edifícios. Deve-se analisar a altura em relação ao contexto (local e norma urbana); a proporção do edifício (quando o mesmo não é particularmente alto, mas apresenta uma grande esbeltez); e as tecnologias empregadas para edifícios altos como tecnologias específicas de transporte vertical, contraventamento e sustentação estrutural. Quando os empreendimentos atingem uma altura significativa, são diferenciados em dois grandes grupos, onde um *supertall*

corresponde a um prédio alto de 300 metros, e um *megatal* apresentando cerca de 600 metros.

Observa-se na Figura 1, uma classificação e a comparação dos dez edifícios mais altos do mundo.

Figura 1 - Os dez edifícios mais altos no mundo



Fonte: CTBUH (2020, texto digital).

De acordo com Engel (2001), os sistemas estruturais para edifícios altos são chamados de sistemas de altura-ativa, que necessitam de uma continuidade dos elementos para transferirem as cargas à base e, conseqüentemente, necessitam de uma coerência dos pontos de agrupamento de carga para cada planta. A determinação dos pontos de distribuição das cargas, deve ser realizada levando em consideração parâmetros de eficiência e de utilização do pavimento, sendo que o sistema de absorção está diretamente relacionado com a configuração e a disposição da planta.

Pereira (2000) destaca que, a escolha dos elementos que irão compor o arranjo estrutural e a adoção de modelos utilizados para simular de forma mais realista o comportamento do edifício, são apenas algumas das diversas decisões que o engenheiro calculista deve tomar. Os edifícios altos, geralmente classificados como estruturas esbeltas, necessitam de um sistema estrutural em que a rigidez e a estabilidade são fatores de extrema importância durante a concepção do projeto. O autor ainda reforça que, a análise estrutural de um edifício é uma tarefa bastante

complexa e exige do calculista domínio sobre o assunto e firmeza na tomada de decisões.

Segundo Santos (2018), é possível estruturar um edifício alto de diferentes formas. Dentre os sistemas mais utilizados destacam-se o sistema de pórtico (constituído por pilares e vigas), sistema de núcleo rígido, pilares tipo parede, pilares perimetrais (formando um tubo), estruturas mistas (constituídas de aço e concreto) e ainda os sistemas associados.

Pode-se afirmar que, os sistemas de contraventamento são os responsáveis por garantir a segurança nos travamentos das estruturas tridimensionais nos edifícios altos. Tais sistemas de contraventamento são constituídos por pórticos planos ou tridimensionais, painéis treliçados, painéis parede, núcleo resistente e pilares isolados, onde as lajes e as vigas compõem este grupo e são classificados como elementos horizontais de contraventamento (PEREIRA, 2000).

Onouye, Zuberbuhler e Ching (2015) citam que os elementos que compõem o sistema estrutural devem ser projetados de forma que se obtenha a resistência desejada e que a mesma seja coerente com as cargas de gravidade e as cargas laterais que a edificação está sujeita. Ainda, deve-se ressaltar que os efeitos das forças laterais sobre a estrutura estão diretamente associados com a sua altura, ou seja, quanto maior a altura ou a esbeltez da edificação, maior serão os efeitos das forças laterais na estrutura.

Onouye, Zuberbuhler e Ching (2015) ressaltam que além de atender a resistência, a estrutura deve apresentar uma rigidez que seja capaz de limitar as deflexões. Deve-se atentar para a deflexão lateral excessiva, ou deslocamento relativo entre os pisos, pois a medida que a edificação for crescendo em altura e ou esbeltez, os efeitos da deformação são mais perceptíveis. Os grandes responsáveis pelo ocasionamento de deflexões laterais e oscilações são as cargas de vento e forças sísmicas e além disso, a diferença de temperatura entre ambientes externos e internos deve ser considerada na análise. Quando a edificação está em desaprumo, o peso da estrutura favorece para o momento de tombamento adicional,

correspondente a 10% do momento que originou o deslocamento, fenômeno denominado efeito P-delta (ONOUYE, ZUBERBUHLER E CHING, 2015).

2.2 Estabilidade Estrutural

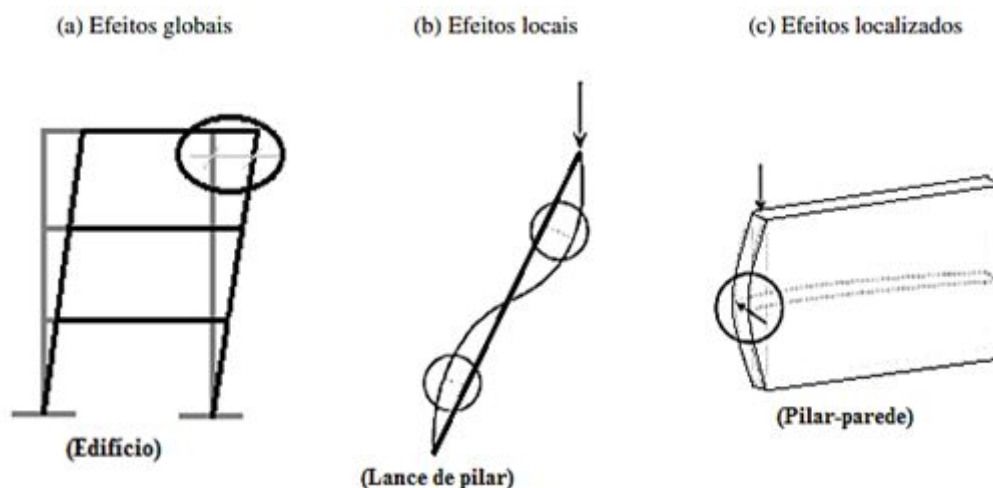
Na análise da estabilidade das estruturas em geral, deve-se considerar tanto os efeitos locais, em que é avaliado o equilíbrio de cada elemento separadamente como os efeitos globais, partindo do princípio de que a estrutura trabalha em conjunto. Os efeitos locais e globais, podem se classificar ainda como de primeira ordem (onde o equilíbrio da estrutura é analisado na condição inicial) ou de segunda ordem (que analisa o equilíbrio na condição já deformada) (CARVALHO; PINHEIRO, 2013).

2.2.1 Efeitos de 2ª Ordem e Estabilidade Global

De acordo com Paixão e Alves (2016), a análise da estabilidade global é extremamente importante para a concepção estrutural, pois através da avaliação é possível mensurar e prever a perda da capacidade resistente da edificação decorrente do acréscimo nas deformações. Os esforços calculados provenientes da estrutura deformada são considerados de 2ª ordem, e resultam em uma não-linearidade geométrica.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) aborda no item 15 a instabilidade e os efeitos de 2ª ordem, onde os classifica como efeitos globais, efeitos locais e efeitos localizados. Quando a estrutura é analisada como um todo, os efeitos da deslocabilidade da estrutura são considerados efeitos globais de segunda ordem (FIGURA 2a). Ao realizar a análise de um elemento, os efeitos são considerados locais de 2ª ordem (FIGURA 2b). Em um elemento da estrutura analisada, pode ocorrer em uma determinada região uma não linearidade diferente do eixo do elemento, geralmente apresentando efeitos de 2ª ordem maiores, chamados de efeitos de 2ª ordem localizados, conforme ilustrado na Figura 2c (SANTOS, 2016).

Figura 2 - Efeitos de segunda ordem



Fonte: Adaptado de Kimura (2007), apud Santos (2016, p.53).

Os efeitos de 2ª ordem são decorrentes de imperfeições geométricas e deslocamentos horizontais excessivos. Geralmente, as edificações apresentam algumas imperfeições construtivas, sendo as estruturas de concreto armado mais suscetíveis ao desaprumo. Já em relação aos deslocamentos horizontais, se tornam mais relevantes em estruturas em edifícios altos devido à esbeltez e grande influência da ação do vento e sismo na edificação (PEREIRA, 2011).

Segundo as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014), os esforços de 2ª ordem podem ser desconsiderados para o dimensionamento da estrutura quando estes forem inferiores a 10% dos esforços de 1ª ordem. A norma ainda ressalta que, para adotar este parâmetro, se faz necessário a análise das solicitações de 2ª ordem, mesmo que as mesmas não sejam consideradas para o cálculo e dimensionamento da edificação.

A estabilidade global é uma condição a ser atendida pelas edificações e está diretamente associada à capacidade da estrutura em absorver os efeitos ocasionados pela deslocabilidade dos seus nós (SANTOS, 2016).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) complementa que, para a análise estrutural com efeitos de 2ª ordem, se faz necessário garantir que não ocorra perda de estabilidade nem o esgotamento da capacidade da resistência calculada. Para a análise, é imprescindível que seja considerada a não linearidade física da estrutura, e o cálculo

da deformabilidade dos elementos deve ser realizado com base nos diagramas de tensão-deformação. O concreto deve apresentar uma tensão de pico de 1,10 fcd, já considerando o efeito de carga mantida (Rüsch), e o aço correspondendo a fyd, com valores de y_c e y_s utilizados para o Estado Limite Último (ELU).

A NBR 6118 indica o cálculo do parâmetro α (alfa) e o coeficiente γ_z (gama) para verificar a necessidade do dimensionamento considerando os efeitos de segunda ordem.

2.2.2 Parâmetro de Instabilidade α

Estabelecido através dos estudos de Beck e König (1967) e com base na análise da rigidez à flexão equivalente da estrutura, o parâmetro fornece indicativos da estabilidade. Referenciado pela norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014), o parâmetro α indica se a estrutura é ou não composta por nós fixos, verificando assim a relevância dos esforços de segunda ordem na estabilidade global da edificação (SANTOS, 2016).

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), uma estrutura simétrica é considerada como sendo de nós fixos quando o parâmetro de instabilidade α for menor que o valor α_1 , de acordo com a Equação 1.

$$= H_{tot} \sqrt{Nk/(EcsI_c)} \quad (1)$$

Onde:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 n \quad \text{se: } n \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{se: } n \geq 4$$

Sendo:

α parâmetro de instabilidade;

n número de andares acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

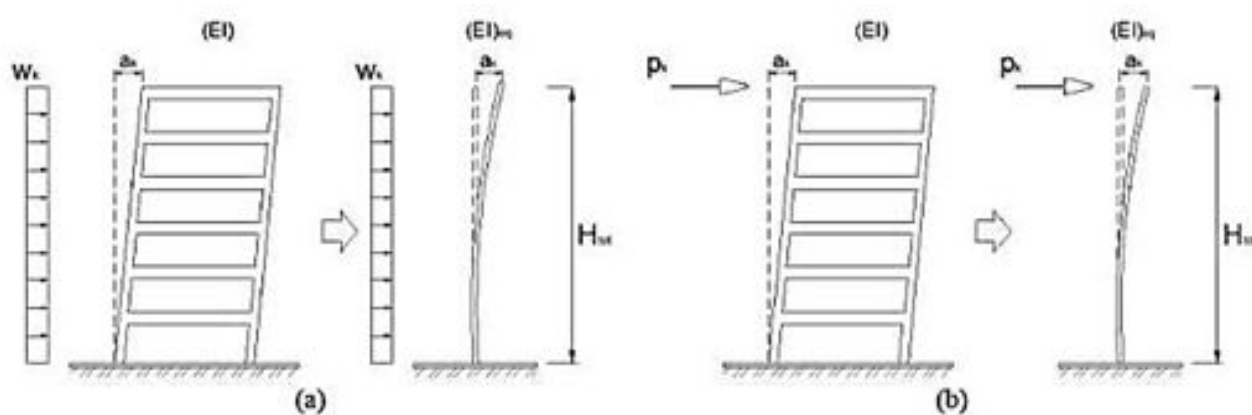
H_{tot} a altura total da estrutura, medida a partir da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

N_k corresponde ao somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura a partir do nível considerado para H_{tot} ;

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece a utilização do valor limite $\alpha_1=0,6$ para associações de pilares parede e para pórticos associados a pilares-paredes. Em casos específicos onde o contraventamento é formado unicamente por pilares-parede, adota-se $\alpha_1=0,7$ e quando for constituído apenas por pórticos, utilizar $\alpha_1=0,5$.

Segundo Lins (2013), a rigidez equivalente pode ser determinada por meio da compatibilização entre os deslocamentos do topo da estrutura e de um pilar equivalente em balanço. O autor ainda apresenta duas situações de carregamentos que resultam em deslocamentos a serem considerados, que correspondem aos carregamentos uniformemente distribuídos ao longo da estrutura (FIGURA 3-A) e as cargas concentradas no topo da estrutura (FIGURA 3-B).

Figura 3 - Rigidez à flexão equivalente na estrutura



Fonte: Lins (2007, p.39).

De acordo com Moncayo (2011), o parâmetro de instabilidade α é menos utilizado que o coeficiente y_z , pois com a utilização deste último, é possível estimar os esforços de segunda ordem e assim resultar nos esforços globais finais,

avaliando a estabilidade global da estrutura, o que não é possível com a utilização do parâmetro α .

2.2.3 Coeficiente y_z

O coeficiente y_z teve origem nos estudos de Franco e Vasconcelos (1991), com o intuito de propor um processo simplificado de se estabelecer a mobilidade da estrutura e uma forma de estimar, com uma determinada precisão, os esforços de segunda ordem. Este coeficiente é utilizado para majorar os esforços de primeira ordem, para obter-se os esforços finais, onde já está incluído os esforços de segunda ordem, dispensando assim, a análise da mesma (WORDELL, 2003).

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), o coeficiente y_z é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. O valor de y_z para cada associação de carregamento é dado pela Equação 2, onde deve-se considerar que a estrutura é de nós fixos se respeitar a condição de $y_z \leq 1,1$.

$$y = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (2)$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, somatório dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes da estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

Os resultados obtidos através do cálculo do coeficiente y_z possibilitam a avaliação de forma direta da magnitude dos esforços de segunda ordem. Os valores da parte decimal corresponde em porcentagem a intensidade dos esforços de segunda ordem em relação aos de primeira. Pode-se identificar ainda que, estruturas instáveis apresentam valores da parte decimal bastante elevados, e

resultados inferiores a 1,00 ou valores negativos são incoerentes, e não apresentam um sentido físico (LINS, 2013).

2.2.4 Método P-Delta

Segundo Oliveira (2009), o método também conhecido como “N- α ” permite obter estimativas satisfatórias dos efeitos de segunda ordem. O método P- Δ , onde P representa o carregamento vertical e Δ representa o deslocamento horizontal, é um processo simplificado de consideração da não linearidade geométrica da estrutura (LINS, 2013).

O método se desenvolve com base em uma análise linear, onde são aplicadas forças horizontais fictícias na estrutura para simular os efeitos globais de segunda ordem. O processo se inicia com a aplicação das ações horizontais com a estrutura não deformada. Os deslocamentos de primeira ordem tornam as ações verticais excêntricas, o que faz com que gere momentos na estrutura. Tais momentos, podem ser classificados como binários entre esforços cortantes fictícios (V'_i), que estão em função do carregamento vertical do pavimento (P_i), da distância entre o nível do pavimento e o pavimento de cima (h_i), o deslocamento do pavimento considerado (Δ_i) e o deslocamento do pavimento de cima (Δ_{i+1}), conforme representado na Equação (3) (LINS, 2013).

$$V_i = \frac{\sum P_i}{h_i} \cdot (\Delta_{i+1} - \Delta_i) \quad (3)$$

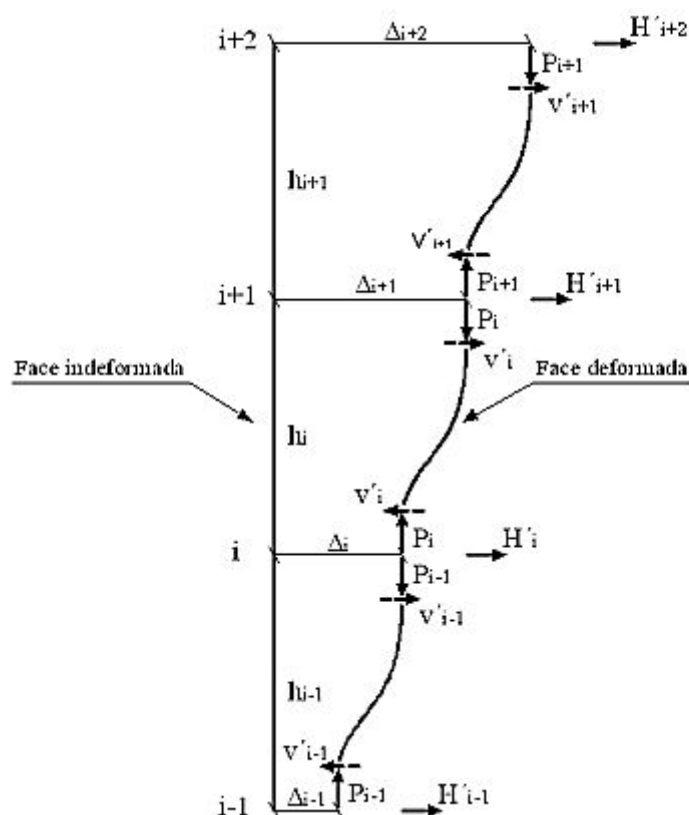
A determinação da carga lateral fictícia (H_i) de cada pavimento acontece de acordo com a Equação (4), onde é realizada a subtração dos esforços cortantes fictícios do pavimento considerado (V_i) e do pavimento inferior a este (V'_{i-1}).

$$H_i = V'_{i-1} - V'_i \quad (4)$$

Segundo Lins (2013), o método da carga lateral fictícia é aplicado na estrutura até que a mesma obtenha uma configuração deformada equilibrada. O processo acontece de forma que, a cada carga fictícia adicional a estrutura apresenta um certo deslocamento, aumentando assim, as excentricidades das ações verticais que

iniciam novamente o processo iterativo. Para cada interação, os deslocamentos da estrutura tendem a reduzir progressivamente, fazendo com que o processo se repita até que o deslocamento máximo da última interação combine com uma diferença já determinada entre duas interações consecutivas, conforme ilustrado na Figura 4.

Figura 4 - Aplicação do método da carga lateral fictícia na estrutura



Fonte: adaptado de Gaiotti e Smith (1989), apud Lins (2013, p.61).

2.3 Sistemas Estruturais

De acordo com Benincá (2016), as estruturas de concreto armado podem ser compostas de diferentes sistemas estruturais, sendo que a escolha do sistema mais adequado para cada situação depende de diversos fatores que podem ser: disposição dos elementos arquitetônicos, econômicos, técnicos, entre outros.

A NBR 6118 classifica como subestruturas de contraventamento aquelas que, por apresentarem grande rigidez a ações horizontais, resistem à maior parte dos efeitos dessas ações (ABNT, 2014).

O tipo de material desempenha uma função fundamental para o travamento da edificação. Em estruturas metálicas, o travamento acontece por sistemas de treliças verticais e horizontais, enquanto nas estruturas de concreto armado são constituídos por paredes, ou núcleo deste mesmo material, no sentido vertical, e as próprias lajes de forma horizontal (CARNEIRO; MARTINS, 2008).

Para os sistemas analisados, as estruturas de contraventamento considerados para este trabalho são de pórticos rígidos, núcleo rígido e tubular e serão descritos a seguir.

2.3.1 Sistema de Pórticos Rígidos

O primeiro sistema estrutural a ser analisado será o de pórticos rígidos, e a seguir estão descritos aspectos gerais e o comportamento estrutural do sistema.

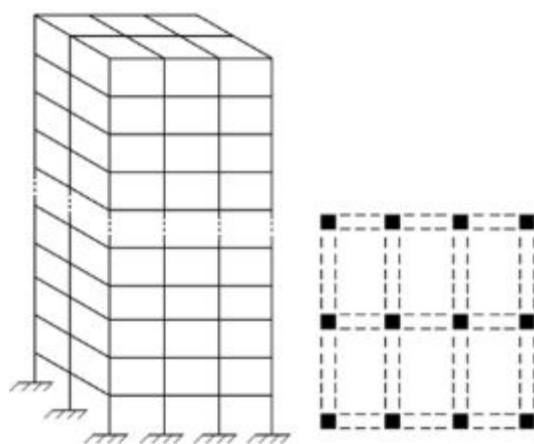
2.3.1.1 Aspectos gerais do Pórtico Rígido

O sistema estrutural de pórticos rígidos é um dos mais utilizados em edificações por sua simplicidade e eficiência. Destaca-se como vantagens, a efetividade construtiva e de projeto, o formato retangular que permite um arranjo sem significativas obstruções nos pavimentos como paredes estruturais, o que permite uma melhor disposição dos elementos internos e o livre posicionamento das aberturas (TARANATH, 2010).

De acordo Iglesia (2019?), o sistema estrutural de pórticos rígidos (FIGURA 5), também chamados de *Moment Frame Systems* se caracteriza como uma estrutura de vigas e pilares não enrijecidos, apta para resistir a cargas laterais e verticais devido à rigidez à flexão de seus elementos. Tal sistema proporciona uma

rigidez capaz de resistir a forças de vento e sismo de forma eficiente e é economicamente viável para edifícios de até 25 pavimentos.

Figura 5 - Sistema de Pórtico Rígido



Fonte: adaptado de Iglesia (2019?, texto digital).

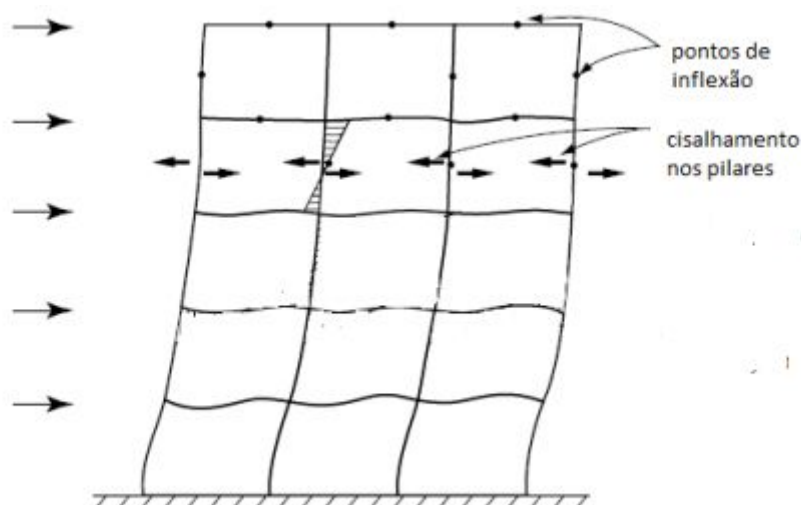
2.3.1.2 Comportamento estrutural do Pórtico Rígido

Em relação ao suporte às cargas laterais, a rigidez horizontal é proveniente principalmente pela resistência à flexão das vigas, colunas e conexões. A configuração deformada de uma estrutura de pórtico rígido é apresentado na Figura 6. O mecanismo de funcionamento ocorre em função da associação de duas componentes de deformação. Destas, a primeira é devida ao momento externo total, e o pórtico se comporta de modo a flexionar as colunas em uma deformação similar a de uma viga em balanço (TARANATH, 2010).

Ocasionada pelo cisalhamento horizontal acumulado acima de qualquer pavimento e resistido pelas colunas do mesmo pórtico, a segunda componente faz com que as colunas se deformem em dupla concavidade com o ponto de inflexão próximo a metade da altura do pilar. Os momentos gerados pela deformação dos pilares às suas conexões, são resistidos pelas vigas adjacentes, que também apresentam a deformação em dupla concavidade, com ponto de inflexão próximo ao

meio do vão. As deformações rotacionais causadas pelo cisalhamento, resultam na componente da deflexão horizontal (TARANATH, 2010).

Figura 6 - Deformação em pórticos rígidos



Fonte: adaptado de TARANATH (2010, p.206).

De acordo com Iglesia (2019?), estes sistemas são construídos de aço e/ou concreto reforçado, proporcionando rigidez suficiente para suportar as forças de vento e sismo de forma eficaz e financeiramente satisfatória, em edifícios de até 25 pavimentos. O autor ressalta ainda que, a desvantagem da utilização do sistema acontece através do desconforto para os ocupantes e danos nos elementos não estruturais, quando o dimensionamento é realizado apenas por critérios de resistência a magnitude dos deslocamentos laterais relativos, ou drift.

Quando analisada a parcela da deformação ocasionada pela flexão, a rotação de um pórtico aumenta em função da sua altura. Desta forma, o deslocamento lateral em um andar no topo recebe maior influência da componente do que um andar próximo à base. A componente do deslocamento é de extrema importância e dita a configuração geral deformada da edificação. A deformação lateral de um edifício de pórticos rígidos é uma combinação das seguintes contribuições (TARANATH, 2010):

- a) 15 a 20% de deformação axial dos pilares por momentos externos;
- b) 50 a 60% de flexão nas vigas provocadas pelo esforço cortante nos pilares;

- c) 15 a 20% de flexão dos pilares provocada pelo cisalhamento;
- d) parcela desprezível de deformações nas conexões entre pilares e vigas.

Pode-se observar que, os deslocamentos gerados pelo esforço cortante a flexão das vigas é superior em relação a flexão dos pilares. Como a rigidez dos pilares é superior à das vigas, aumentando esta rigidez é possível reduzir os deslocamentos laterais do sistema (TARANATH, 2010).

2.3.2 Sistema de Núcleo Rígido

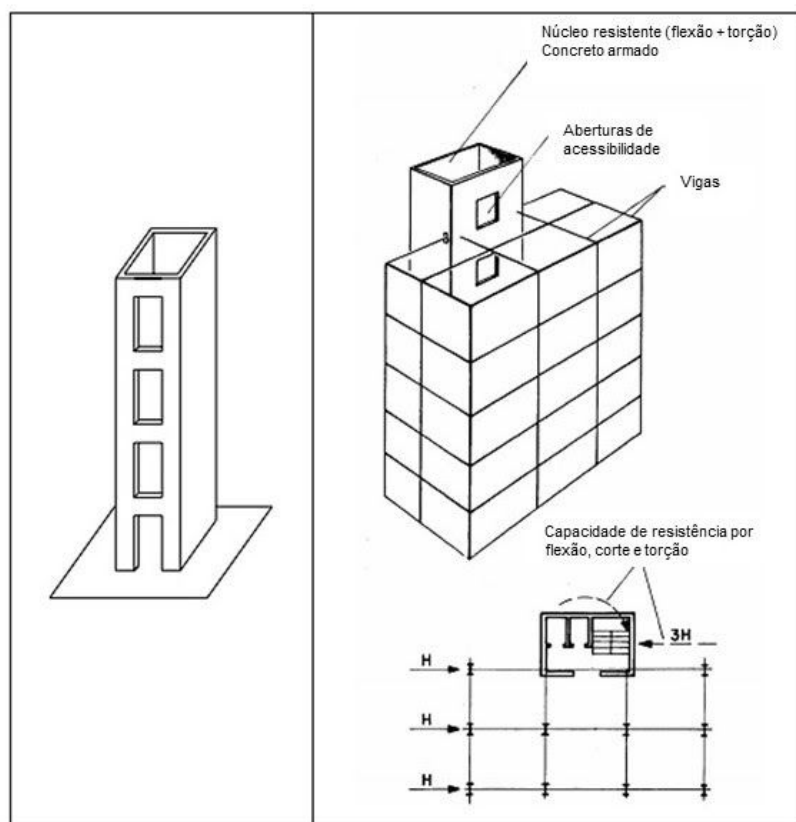
A seguir estão descritos os aspectos gerais e o comportamento estrutural do sistema de núcleo rígido.

2.3.2.1 Aspectos Gerais do Núcleo Rígido

As paredes de contraventamento normalmente são colocadas em torno de elevadores e escadas, dutos de ventilação ou de passagem de tubulação, formando uma estrutura fechada ou praticamente fechada, denominada núcleo. A estrutura em torno do núcleo potencializa a resistência lateral da edificação (TARANATH, 2010).

De acordo com Carneiro e Martins (2008), o sistema de núcleo rígido (FIGURA 7) proporciona um significativo acréscimo na rigidez da estrutura nas duas direções principais. Desta forma, as dimensões transversais são superiores às dos elementos que normalmente fazem parte das estruturas de contraventamento, onde a rigidez à flexão é responsável por grande parte da resistência global da estrutura.

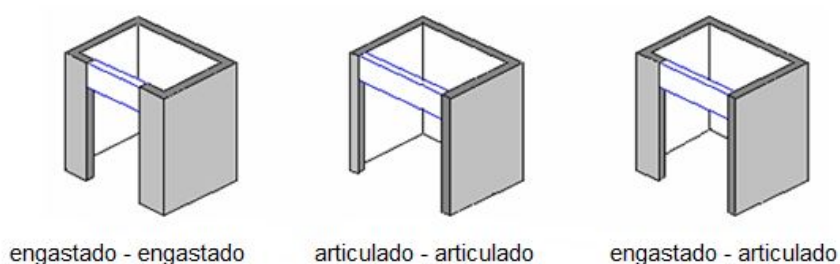
Figura 7 - Sistema de Núcleo Rígido



Fonte: Carneiro e Martins (2008, p.39).

De modo geral, as seções dos núcleos de caixa de escadas não são fechadas totalmente, contendo pequenas aberturas chamadas de vigas padieiras, que correspondem às portas de entrada e saída do núcleo. Conforme a Figura 8, tais vigas podem ligar-se ao núcleo de formas distintas, variando a rigidez da ligação (CARNEIRO; MARTINS, 2008).

Figura 8 - Rigidez da união viga padieira com o núcleo



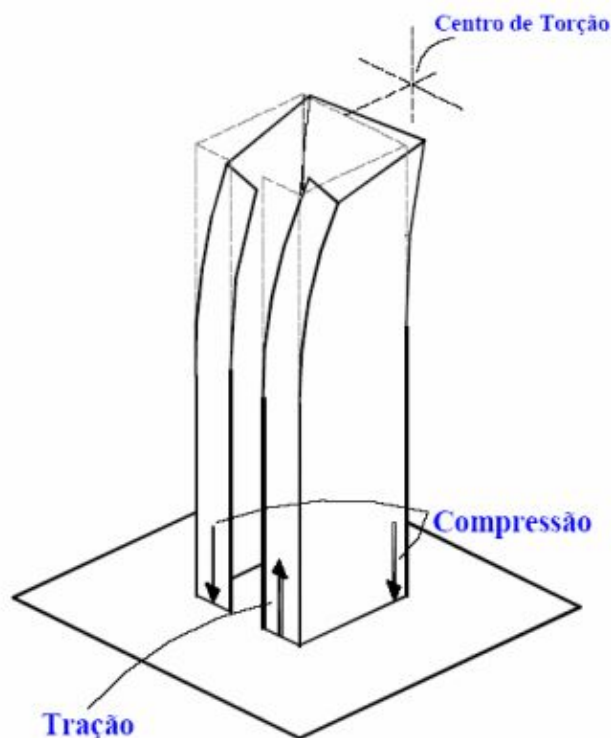
Fonte: Carneiro e Martins (2008, p.40).

2.3.2.2 Comportamento estrutural do Núcleo Rígido

Analisando o comportamento do núcleo rígido, o sistema pode ser considerado assumindo o formato de “caixas” com ou sem aberturas, e comumente tem-se paredes de seções L ou T. Desta forma, estes elementos têm dupla rigidez de flexão e quando as caixas são fechadas, tem-se rigidez torcional expressiva (CARNEIRO; MARTINS, 2008).

A grande diferença que caracteriza o sistema de núcleo rígido, é a capacidade de restringir ao empenamento, ou seja, impede o deslocamento da direção longitudinal da seção causado pela rotação da mesma em torno do centro de torção, conforme ilustrado na Figura 9. Essa capacidade é dada pela restrição concedida por vigas e lajes, que sofrem estas esforços adicionais (CARNEIRO; MARTINS, 2008).

Figura 9 - Empenamento da seção do núcleo



Fonte: Carneiro e Martins (2008, p.42).

Efetivamente as edificações compostas por núcleo rígido também apresentam pórticos rígidos em sua periferia. Se estes pórticos também forem analisados e projetados para resistir ao carregamento horizontal, resultará em uma associação entre os dois sistemas e suas formas deformadas. Tal associação pode reduzir significativamente as deflexões laterais, fazendo com que edificações de até 50 andares ou mais se tornem possíveis, sendo que quanto mais alto for o edifício e mais rígidos, os pórticos, maior será a interação dos dois sistemas (TARANATH, 2010).

2.3.3 Sistema Tubular

A seguir estão descritos os aspectos gerais e o comportamento estrutural do sistema tubular.

2.3.3.1 Aspectos Gerais do Sistema Tubular

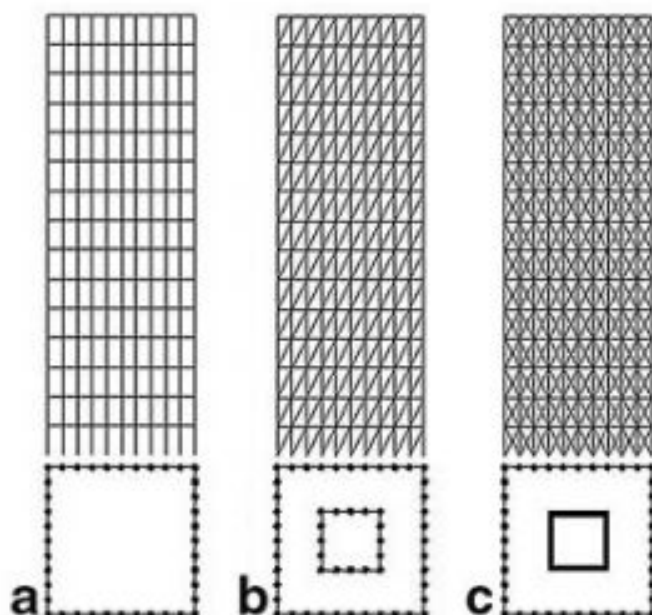
O sistema tubular teve origem a partir da evolução estrutural dos edifícios de grande altura. Em seu funcionamento, os elementos de contraventamento se encontram nas faces externas da edificação, se estendendo ao longo de toda altura e todo perímetro, resultando em um grande tubo reticulado com grande resistência aos efeitos de flexão e torção (CARNEIRO; MARTINS, 2008).

De acordo com Pereira (2011), os sistemas tubulares se caracterizam por concentrar a disposição dos pilares próximos uns aos outros no perímetro do edifício, ligados às vigas de fachada, formando um pórtico resistente às ações horizontais. Em casos de edificações que dispensam grandes aberturas na fachada e priorizam vão livres internos, o sistema tubular pode ser a melhor solução, destaca-se como vantagens o aumento da resistência e a possibilidade de edifícios ainda mais altos.

Para possibilitar o contraventamento em edifícios de grande altura existem diferentes sistemas tubulares. Conforme ilustrado na Figura 10, os subsistemas tubulares são normalmente do tipo tubular e periferia, tubo treliçado em todas as

fachadas do edifício, tubo dentro de tubo - associação pelo diafragma rígido de tubo de periferia com tubo central ou núcleo rígido (CARNEIRO; MARTINS, 2008).

Figura 10 - Estruturas de contraventamento para edifícios altos: a) tubular periférico; b) tubular treliçado + tubular central; c) tubular treliçado + núcleo rígido



Fonte: Carneiro e Martins (2008, p.50).

2.3.3.2 Comportamento Estrutural do Sistema Tubular

Em uma estrutura tubular, considera-se a laje rígida em seu próprio plano e de rigidez desprezível fora dele, tendo como função distribuir a carga lateral entre os diversos elementos. O sistema de contraventamento é composto de pórticos planos conectados e formando assim um tubo (TARANATH, 2010).

De acordo com Iglesia (2019?), o sistema pode ser comparado a uma coluna vazada que compõem a fachada e apresenta um comportamento semelhante a um tubo ante cargas laterais. Através do sistema, é possível alcançar edificações superiores a 40 andares, e o sistema pode ser subdividido em tubo perfurado, tudo treliçado e o sistema tubo em tubo que consiste na combinação de mais de um tubo.

Considera-se tal comportamento uma simplificação, visto que, como o tubo é constituído por pórticos, sofre as mesmas deformações de uma estrutura composta por pórticos rígidos, ou seja, por corte e por momento. Através de um projeto eficiente, é possível reduzir significativamente a resultante da deformação causada pelo esforço cortante, caracterizando a estrutura como um tubo sólido (TARANATH, 2010).

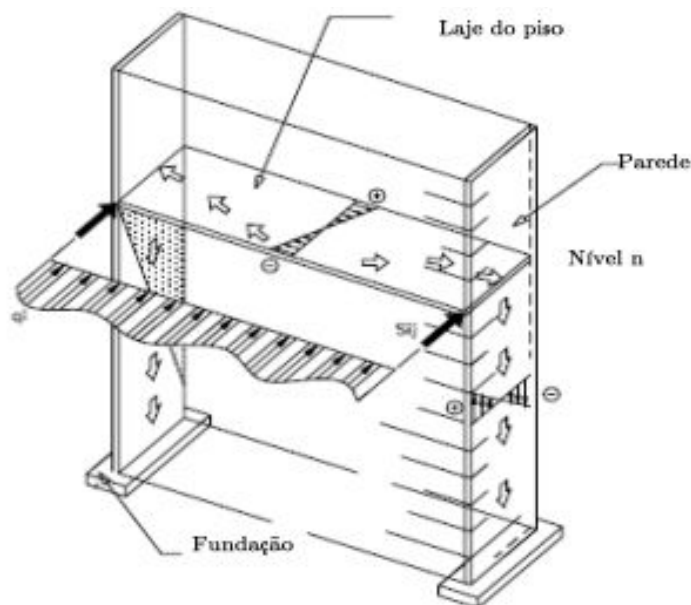
2.4 Efeitos do Vento

No projeto estrutural, a representação física do vento ocorre por meio de um perfil de velocidade que atinge um determinado edifício. Suas particularidades e os efeitos gerados na estrutura dependem da geometria do edifício e da proteção causada pelos obstáculos em torno do mesmo. O ambiente exerce grande influência nas cargas de vento, e uma determinação precisa é obtida por meio de uma análise experimental com ensaios em túneis de vento (TAPAJÓS et al., 2016).

De acordo com Pereira (2011), a ação do vento pode ser considerada como um dos maiores problemas associados aos edifícios altos, pois podem conduzir a fenômenos dinâmicos extremos como a ressonância. A mesma se dá quando a ação dinâmica aplicada a uma determinada estrutura apresenta uma frequência similar à frequência natural dessa estrutura, resultando em oscilações que podem gerar grande desconforto aos usuários, quebra de vidros e até mesmo danos estruturais.

A ação do vento provoca uma pressão sobre as paredes da fachada que transfere-se aos elementos contraventados pelas lajes de forma horizontal, conforme Figura 11 (PEREIRA, 2011). Quando não for feito ensaios em túneis de vento, recomenda-se que a determinação das ações do vento seja realizada de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 2019).

Figura 11 - Transferência da ação do vento em edifícios altos

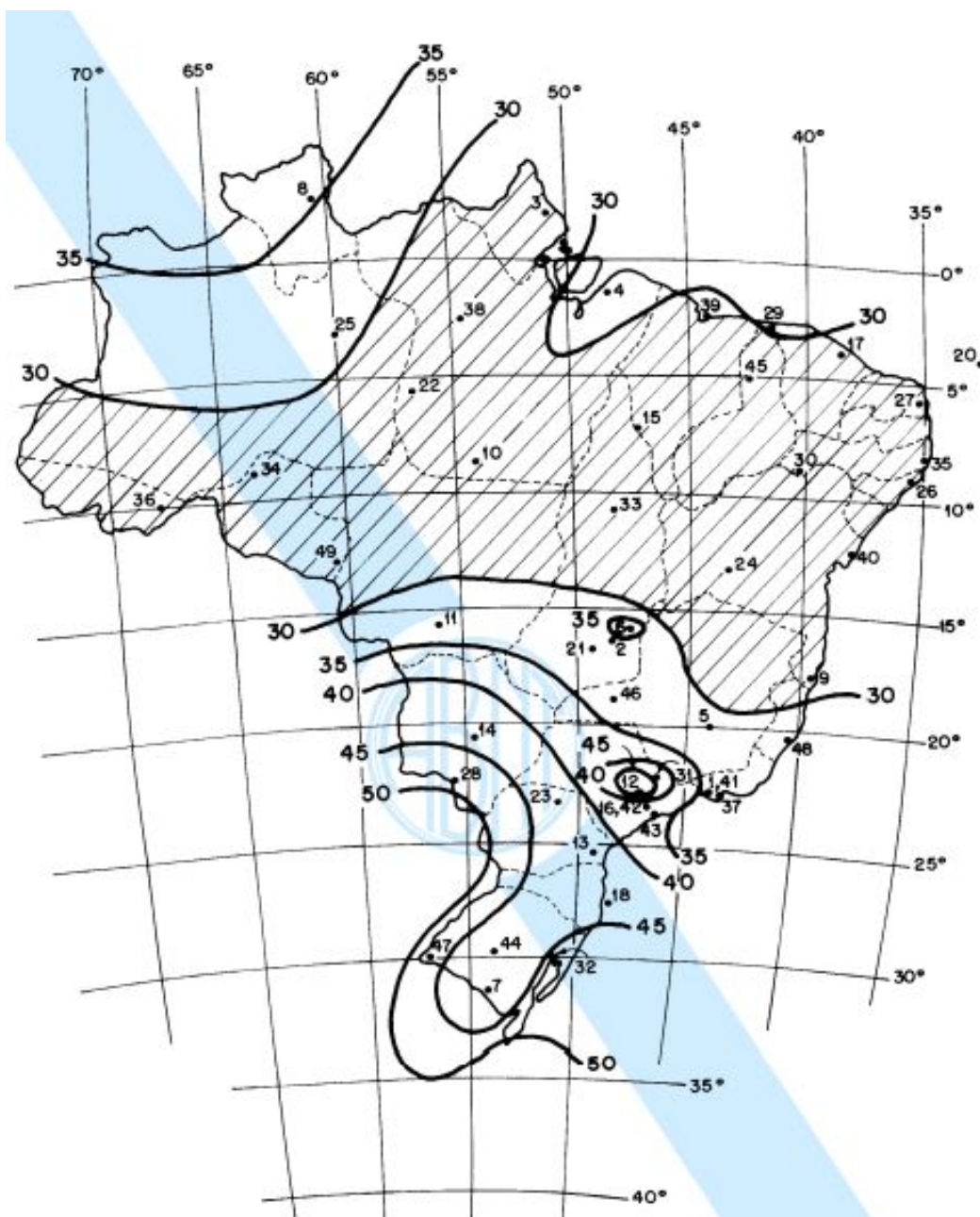


Fonte: Pereira (2011, p.31).

De acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988) a velocidade básica do vento (V_0) corresponde a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, 10 metros acima do terreno e em campo aberto e plano, determinado conforme a figura 12.

A velocidade do vento atuante na estrutura (V_k) corresponde a velocidade característica do vento, e é obtida através da multiplicação da velocidade básica do vento (V_0), do fator topográfico (S_1), fator (S_2) e fator estatístico (S_3). Desta forma, o fator topográfico é determinado analisando a topografia da região e as variações do relevo. O fator (S_2) é definido de acordo com a rugosidade do terreno, dimensões e altura da estrutura, de acordo com a figura 13. O último parâmetro da análise é determinado de acordo com o nível de segurança e a vida útil da estrutura, conforme figura 14.

Figura 12 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988, p. 6).

Figura 13 - Fator S_2

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988, p. 10).

Figura 14 - Fator S_3

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988, p. 10).

A norma NBR 6123 (ABNT, 1988) regulamenta que, a força global do vento sobre uma edificação ou parte dela, é obtida através da soma vetorial das forças atuantes. A componente da força global da direção do vento, força de arrasto F_a é obtida pela Equação 5.

$$F_a = C_a q A_e \quad (5)$$

Onde:

C_a = Coeficiente de arrasto;

q = Pressão dinâmica do vento dada pela Equação 6, correspondente à velocidade característica V_k , considerando condições normais de pressão (1atm = 1013,2 mbar = 101320 Pa) e de temperatura (15°C).

A_e = área frontal efetiva, área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento, onde (q : N/m²; V_k : m/s).

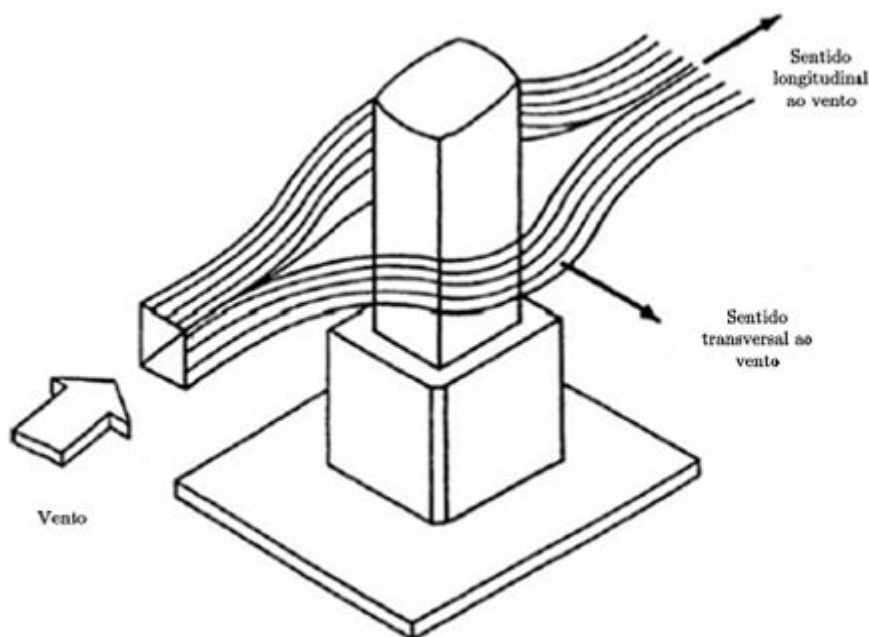
$$q = 0,613 V_k^2 \quad (6)$$

2.4.1 Deslocamento Horizontal Excessivo

Segundo Pereira (2011), as recomendações do “*Committee on Wind Bracing of the American Society of Civil Engineers*” abordam que, o deslocamento horizontal máximo da edificação não deve ultrapassar $h/500$, onde h corresponde a altura do edifício. Desta forma, evita-se a fissuração de paredes e vibrações que podem ser desagradáveis aos ocupantes.

A análise do comportamento estrutural resultante da ação dinâmica, é realizado nos dois sentidos de escoamento, no sentido longitudinal ao vento, e no sentido transversal ao mesmo, de acordo com a Figura 15.

Figura 15 - Direções do escoamento do vento atuante em um pilar



Fonte: Pereira (2011, p.32).

Já a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) determina como deslocamento lateral máximo entre pavimentos consecutivos, limitado por danos às paredes e devido à ação de cargas horizontais, $1/700$ da altura total da edificação ou $1/850$ do desnível entre pavimentos, valores válidos para combinações frequentes, onde a força do vento é ponderada por um coeficiente de 0,3. Considerando uma relação de linearidade entre a força e a deformação provocada, tem-se deslocamentos limites de $1/510$ da altura da edificação ou $1/255$ da altura do pavimento, para uma força de vento não ponderada.

2.4.2 Torção

Segundo recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014), às tensões oriundas da torção devem ser calculadas através das fórmulas da teoria da elasticidade, e seus efeitos devem ser acrescentados aqueles provenientes dos demais esforços solicitantes, a fim de serem analisados como estado múltiplo de tensão.

Nos elementos submetidos a torção e flexão simples ou composta, as tensões devem ser calculadas separadamente para a torção (τ_{Td}) e para força cortante (τ_{wd}),

conforme Equação (5) para torção, Equação (6) para força cortante e Equação (7) para a combinação de torção e força cortante.

- para torção:

$$\tau_{Td} \leq \tau_{TRd} \quad (5)$$

- para força cortante:

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wRd} \quad (6)$$

- para torção e força cortante:

$$\tau_{wd} / \tau_{wRd} + \tau_{Td} / \tau_{TRd} \leq 1 \quad (7)$$

De acordo com Siqueira (2009), o momento de torção é oriundo da excentricidade entre o centro de torção da edificação e o ponto da aplicação da força provocada pela ação do vento na estrutura. O momento de torção é dado pela Equação 8.

$$Mt = Fr * e \quad (8)$$

Onde:

M_t = corresponde ao momento de torção (N*m);

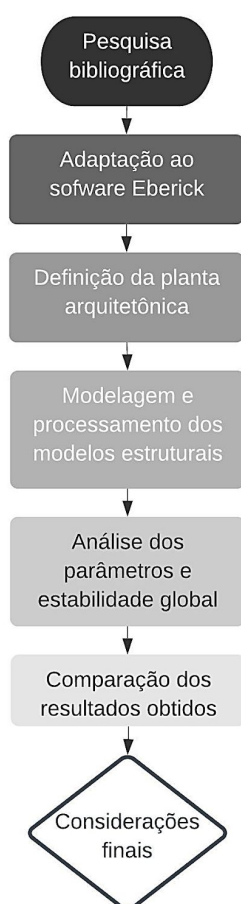
F_r = é a força resultante (N);

e = excentricidade (m).

3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

O presente trabalho consiste na análise comparativa da estabilidade lateral da edificação considerando o sistema estrutural de pórticos rígidos, núcleo rígido e tubular. Este capítulo divide-se na definição do projeto arquitetônico, desenvolvimento dos modelos e a comparação dos resultados. Na Figura 16, é possível observar as etapas necessárias para a realização do estudo.

Figura 16 - Diagrama das etapas de execução do trabalho



Fonte: Da autora.

3.1 Procedimentos técnicos adotados na pesquisa

O procedimento técnico adotado para o desenvolvimento do presente trabalho é o estudo de caso. De acordo com Ventura (2007), o emprego deste método é bastante adequado para pesquisadores individuais, permitindo o estudo e análise de uma determinada situação por um período limitado de tempo.

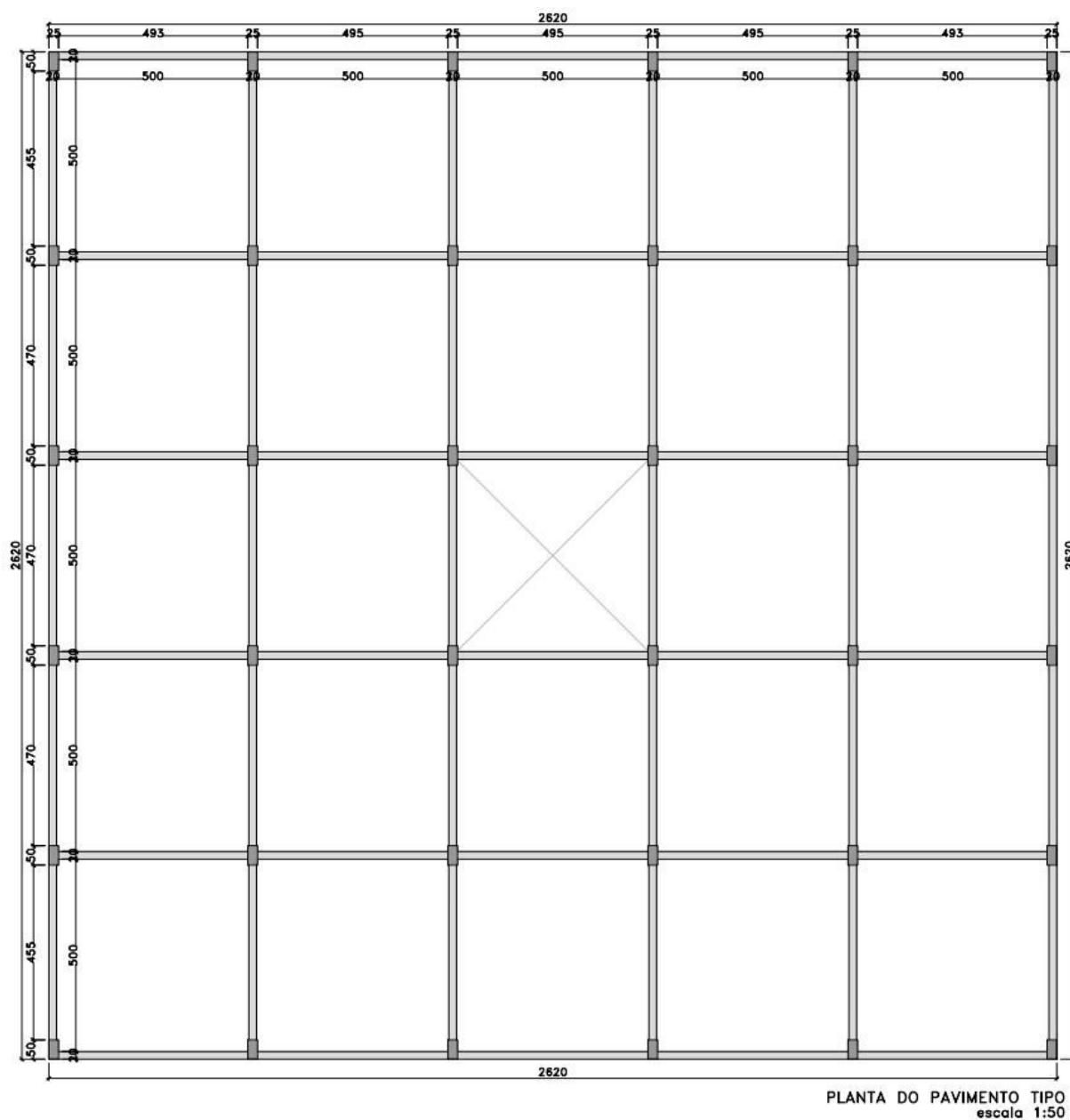
Para a concepção do estudo, optou-se pelo *software* Eberick Next versão 2020, considerado uma difundida ferramenta para elaboração de projetos estruturais em concreto armado moldado *in loco*.

3.2 Definição da planta arquitetônica

Para o desenvolvimento dos modelos, iniciou-se com a definição da planta baixa do pavimento tipo, de modo a favorecer análises relativas à estabilidade considerando a proposição de diferentes arranjos estruturais. O empreendimento é composto por 20 pavimentos, onde cada pavimento possui uma altura de 3 metros.

Adotou-se um *layout* de planta padrão criado pela própria autora como base para o dimensionamento da edificação, de modo que o edifício de formato quadrado apresenta as dimensões de 26,20 m de largura e comprimento, com vãos internos a cada 5 metros, conforme Figura 17.

Figura 17 - Planta padrão a ser utilizada



Fonte: Da autora.

3.3 Modelagem e processamento dos modelos estruturais

A etapa do dimensionamento teve início com a criação de um novo projeto no *software* Eberick, descrevendo o pavimento que, para esta análise, configurou-se como pavimento tipo e em seguida, informado a altura do mesmo. Após a confirmação dos dados, para melhor organização das pastas criou-se a “árvore do projeto”, sendo necessário apenas definir o modelo de organização.

O programa permite a importação de desenhos em formato DXF e em DWG de forma bem simples. Desse modo, foi realizada a importação da planta do primeiro pavimento, em formato DWG e, logo após, realizado a conferência da importação e da escala da prancha, de modo que a arquitetura fique disponível para alteração apenas na aba “desenho”.

Após a verificação, iniciou-se o lançamento e pré-dimensionamento dos pilares, vigas e lajes para cada sistema estrutural: pórtico rígido (PR), núcleo rígido (NR) e tubular (TB). Destaca-se que cada estrutura será totalmente independente da outra, onde os elementos estruturais como pilares, pilares paredes e vigas não serão colocados necessariamente nas mesmas posições, pois o intuito é verificar qual sistema estrutural será o mais eficiente nos parâmetros de estabilidade.

Entende-se que o processo é bastante iterativo exigindo diversas análises e processamentos, o edifício pode ser considerado dimensionado quando todos os requisitos ELU e ELS forem atendidos, conforme exigido na NBR 6118 (ABNT, 2014). Cabe salientar que o objetivo do trabalho não é detalhar os elementos, mas garantir que suas dimensões e armaduras sejam exequíveis, logo, será feita uma análise geral dos elementos a fim de garantir isto.

3.3.1 Definições Iniciais para a Modelagem

Neste item são apresentadas as definições utilizadas para o desenvolvimento dos modelos como os materiais utilizados, combinações de cargas e velocidade

básica do vento considerada para a região. É importante ressaltar que as fundações e as escadas não serão consideradas na análise.

3.3.2 Materiais

Para a resistência característica à compressão do concreto, adotou-se 40 MPa para lajes, vigas e pilares, constituído por brita 1 com dimensão de 19 mm e *slump test* correspondente a 100 mm. Definiu-se uma classe de agressividade moderada de acordo com a classificação de área urbana, de baixo risco de deterioração segundo determinação da tabela 6.1 da NBR 6118 (FIGURA 18). Desta forma, optou-se por utilizar um cobrimento de 2,5 cm para as lajes e de 3 cm para as vigas e pilares, com armaduras com nervuras transversais de classe CA-50 e CA-60 admitindo bitolas longitudinais de 12,5, 16, 20, 25 e 32 mm, e armaduras transversais de 6,3, 8, 10 e 12,5 mm.

Figura 18 - Materiais e durabilidade

Materiais e durabilidade

Aplicação
☐ Projeto inteiro
☒ Por pavimento

Pavimento
 Tipo 11
 Tipo 10
 Tipo 9
 Tipo 8
 Tipo 7
 Tipo 6
 Tipo 5
 Tipo 4
 Tipo 3
 Tipo 2
 Tipo 1
 Pavimento Tipo

Avisos
 Todas as informações estão definidas corretamente
 Detalhes...

Geral
 Classe de agressividade: II (moderada)
 Dimensão do agregado: 19 mm
☐ Controle rigoroso nas dimensões dos elementos
☐ Considerar redução no cobrimento para peças com fck acima do requerido para a classe de agressividade

Abertura máxima das fissuras
 Contato com o solo: 0.2 mm
 Contato com a água: 0.1 mm
 Demais peças: 0.3 mm
 Combinações: Frequentes

Elementos	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Cobrimento (contato com o solo)	Bitolas...
Vigas	C-40	3 cm	3 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-40	3 cm	3 cm	5 cm	Bitolas...
Lajes	C-40	2.5 cm		3 cm	Bitolas...
Reservatórios	C-35	3 cm			Bitolas...
Blocos	C-35			5 cm	Bitolas...
Sapatas	C-35			5 cm	Bitolas...
Tubulões	C-35			5 cm	Bitolas...
Muros	C-35			5 cm	Bitolas...
Radier	C-35			5 cm	Bitolas...

Fluência... Barras... Classes... OK Cancelar Ajuda

Fonte: Da autora.

A fluência do concreto corresponde ao acréscimo progressivo das deformações sob uma tensão constante, influenciando na durabilidade da estrutura. Os parâmetros que induzem a fluência são a umidade relativa do ar, vida útil da edificação, tempo de início para o carregamento da estrutura, carregamento de paredes e retração, conforme Figura 19.

Figura 19 - Determinação da fluência no concreto

Fluência do concreto

Umidade relativa do ar	<input type="text" value="70"/>	%
Vida útil prevista	<input type="text" value="50"/>	anos
Início do carregamento	<input type="text" value="28"/>	dias
Início do carregamento das paredes	<input type="text" value="28"/>	dias
Início da retração	<input type="text" value="3"/>	dias

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Da autora.

3.3.3 Ações Atuantes

As ações atuantes na estrutura podem ser divididas conforme o sentido: verticais e horizontais, que para edifícios de maior altura seria a força devido ao vento. A NBR 6118 (ABNT, 2014) classifica o desaprumo como uma ação horizontal possível. Entretanto, em edifícios de maior altura desconsidera-se o desaprumo e considera-se apenas as forças devidas ao vento.

3.3.3.1 Verticais

As cargas verticais foram determinadas com base na NBR 6120 (ABNT, 2019), que regulamenta indicações e parâmetros como o peso específico aparente dos materiais construtivos e valores mínimos das cargas distribuídas, bem como as cargas acidentais atuantes nas edificações.

A edificação comercial apresenta cargas acidentais atuantes em cada ambiente. Seguindo as definições da tabela 10 da NBR 6120 (ABNT, 2019), considera-se 2,5 kN/m² para ambientes como salas de uso geral e sanitários, 5 kN/m² para regiões de arquivos deslizantes, 3 kN/m² em locais de *Call center*, 2,5 kN/m² para corredores pertencentes a unidades autônomas e 3 kN/m² para corredores de uso comum.

Em relação às lajes, será adotado a mesma configuração nas três modelagens, caracterizando-se como laje maciça com 14 cm de espessura. Os valores de cargas permanentes e acidentais foram baseadas na NBR 6120 (ABNT, 2019), conforme Figura 20.

Figura 20 - Lançamento das lajes para as diferentes modelagens

Laje

Nome Tipo

Ambiente

Cargas

Grupo

Acidental kgf/m² Revestimento kgf/m²

Extra kgf/m²

Temperatura e retração °C

Vigota protendida

Tipo

Arranjo Altura

Enchimento

Tipo

Dimensão

Seção

Espessura cm Elevação cm

Fonte: Da autora.

Para a definição de cargas de parede sobre as vigas, considerou-se a altura do pé direito da edificação, uma parede de 20 cm de espessura e um peso de 1600

kgf/m³, correspondendo a tijolo furado e argamassa de assentamento/revestimento, de acordo com a Figura 21.

Figura 21 - Cargas de parede

Parede

Dimensões

Grupo: Nenhum

Altura: 300 cm Espessura: 20 cm

Carga: 960.00 kgf/m Peso: 1600 kgf/m³

Aberturas

Inserir

Editar

Excluir

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Da autora.

3.3.3.2 Força Devido ao Vento

Para a análise, a norma regulamenta que devem ser considerados os efeitos da excentricidade da força de arrasto. Desta forma, consideram-se as forças devidas ao vento perpendicularmente a cada uma das fachadas, e as excentricidades originadas pela ação do vento de forma oblíqua ou por efeitos de vizinhança. Considerou-se para as diferentes modelagens a velocidade de 45m/s, informado ao *software* e ilustrado na Figura 22.

Figura 22 - Dados referente a ação do vento

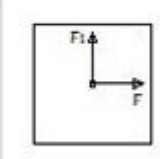
Vento

Velocidade m/s

Aplicação do Vento

Ângulo °

Casos



Topografia

☐ Encostas e cristas de morros em que ocorre aceleração do vento. Vales com efeito de afunilamento ($S1 = 1.1$)

☐ Vales profundos, protegidos de todos os ventos ($S1 = 0.9$)

☒ Demais casos ($S1 = 1.0$)

Tipo de análise

☒ Vento estático

☐ Vento dinâmico

Edificação

Maior dimensão horizontal ou vertical

Rugosidade do terreno

Razão de amortecimento crítico

Fator Estatístico $S3$

☐ Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicações, etc.): 1.10

☒ Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação: 1.00

☐ Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.): 0.95

Verificação de conforto

Probabilidade de ocorrência

Período de recorrência anos

Fonte: Da autora.

3.3.4 Carregamento de Ações

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003), um carregamento é definido pelo conjunto das ações que apresentam a possibilidade de atuarem simultaneamente sobre a estrutura durante um período pré estabelecido. As ações devem ser combinadas de diferentes maneiras para cada tipo de carregamento, possibilitando a obtenção e determinação dos efeitos mais desfavoráveis para a estrutura.

A definição do número de combinações se dá em função das verificações de segurança, a fim de analisar todos os possíveis estados limites da estrutura. A verificação de segurança em relação aos ELU é realizada de acordo com as

combinações últimas de ações. Quanto à verificação dos estados limites de serviço (ELS), a mesma é realizada em função das combinações de serviço (ABNT, 2003).

Segundo definições da NBR 8681 (ABNT, 2003), o ELU determina a paralisação total ou parcial, do uso da construção e durante o período de vida da construção, onde podem ocorrer carregamentos do tipo normal, especial e excepcional. Em casos específicos, pode ser necessário ainda considerar carregamento de construção e ambos podem ser de longa duração ou transitórios, de acordo com o tempo de duração. Neste trabalho foram analisadas as combinações do tipo normal.

Conforme a NBR 8681 (ABNT, 2003) os ELS, provocam efeitos estruturais que indicam o comprometimento do uso pleno da estrutura. Desta forma, estão relacionados com o conforto do usuário, durabilidade, aparência e boa utilização da estrutura (ABNT, 2014). Neste trabalho apesar de serem feitas todas as combinações por padrão do *software*, foram analisadas com mais atenção àquelas relacionadas aos deslocamento verticais, combinações do tipo quase permanente em que se considerou também o efeito de fluência. Para a análise dos deslocamentos horizontais, a combinação adotada é do tipo frequente de modo que os deslocamentos médios são comparados com o deslocamento limite, este obtido através da multiplicação dos deslocamentos característicos com o fator de redução gf^2 .

3.3.5 Pré-dimensionamento dos elementos

Esta etapa de cálculo consiste em uma análise, definição e uma estimativa inicial das seções dos elementos estruturais que compõem o sistema adotado. Deve-se atentar para fatores como a resistência à compressão do concreto a ser utilizado, a posição do elemento, sistema estrutural adotado, singularidade do projeto arquitetônico, vãos e meios de apoios para vigas e lajes. Faz-se importante ressaltar que o dimensionamento das lajes, vigas e pilares deve seguir as especificações da NBR 6118 (ABNT, 2014).

3.3.5.1 Pré-dimensionamento das lajes

Caracterizadas como elementos estruturais que recebem diretamente os carregamentos verticais, os transmitindo para as vigas e estas para os pilares. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) os limites mínimos para a espessura são:

- a) 7 cm para cobertura não em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;
- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- f) 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $\frac{l}{42}$ para lajes de piso biapoiadas e $\frac{l}{50}$ para lajes de pisos contínuas;
- g) 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

Segundo Souza (2018), o pré-dimensionamento é imprescindível para o lançamento dos elementos em qualquer programa computacional. Analisando diretamente as lajes, pode-se concluir que as dimensões de comprimento e largura já estão definidas em função do comprimento das vigas, restando para a estimativa apenas a altura do elemento que pode ser calculada dividindo o menor vão (considerando largura ou comprimento) por 40 para lajes maciças, ou por 20 em casos de lajes nervuradas e pré-fabricadas.

3.5.5.2 Pré-dimensionamento das vigas

São elementos horizontais que permitem apoio para as lajes, absorvendo os carregamentos e os distribuindo para os pilares da estrutura, podendo ainda em conjunto dos pilares constituir pórticos rígidos reduzindo os deslocamentos horizontais e assegurando a estabilidade global da edificação (BORGES, 2015).

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a seção transversal das vigas não pode apresentar largura menor que 12 centímetros, e no caso das vigas-parede,

menor que 15 centímetros. Estes limites podem ser reduzidos, mantendo um limite absoluto de 10 centímetros em casos excepcionais, respeitando obrigatoriamente as seguintes condições:

- a) alojamento das armaduras e suas interferências com as armaduras de outros elementos estruturais, respeitando os espaçamentos e cobrimentos estabelecidos pela norma;
- b) lançamento e vibração de concreto de acordo com a ABNT NBR 14931.

Segundo Souza (2018), o pré-dimensionamento das vigas é semelhante ao procedimento realizado para estimar as lajes. O comprimento (L) da viga é determinado em função das paredes e dos ambientes, no caso da viga estar em balanço, adota-se o comprimento do vão livre. Para a largura (bw), é comum utilizar a espessura da parede resistida pela viga, desconsiderando o revestimento e adotando um mínimo de 12 cm. Para determinar a altura (h) é preciso analisar de forma específica: para vigas bi-apoiadas e sem balanços nas extremidades divide-se o vão (L) por 10 considerando um arredondamento para o múltiplo de 5 superior; para vigas contínuas divide-se o vão por 12 mantendo o mesmo arredondamento e a altura pode ser adotada para todo o comprimento do elemento; e para vigas em balanço divide-se o comprimento do vão livre por 5.

3.3.5.3 Pré-dimensionamento dos pilares

Segundo o item 14.4.1.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), os pilares se caracterizam como elementos lineares de eixo reto, normalmente dispostos na vertical, em que as forças axiais de compressão são preponderantes, transmitindo os esforços para as fundações. Borges (2015) cita que estes elementos sustentam vigas de teto e/ou pilares de andares superiores. Em casos específicos, como em lajes nervuradas e do tipo cogumelo, é possível que as mesmas descarregam as cargas de forma direta nos pilares.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) ainda especifica que a seção transversal dos pilares não pode ser menor que 19 cm e área inferior a 360 cm². Em casos

especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 14 cm e 19 cm, desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo por um coeficiente adicional y_n .

Segundo Pinheiro (2007) apud Melo (2013), a estimativa da seção transversal considera que os pilares estão sob compressão simples e apresenta um fator de correção para a ação do momento fletor, conforme Equação 9.

$$A_c = \frac{N_d}{\sigma_{id}} \cdot y_{corr} \quad (9)$$

Sendo:

A_c = área da seção transversal do pilar (cm);

N_c = carregamento de cálculo do pilar (kgf/cm²) - Equação 10;

σ_{id} = tensão ideal de cálculo do concreto (kgf/cm²) - Tabela 1;

y_{corr} = fator de correção, 2 para edifícios de até 30 m de altura e 3 para os demais casos.

Tabela 1 - Valores correspondentes de σ_{id} para aço CA-50 e fator de correção 2.

fck (MPa)	20	25	30	35	40	45	50
σ_{id} (kgf/cm ²)	203	233	263	293	322	352	382

Fonte: Cunha (2014) apud Pelizaro e Cunha (2017, p. 4).

O cálculo do carregamento do pilar (N_d) é realizado com base na área de influência, de acordo com a Equação 10.

$$N_d = 1,4 \cdot A_i \cdot y_n [q \cdot (n_p + 0,7) + q_c] \quad (10)$$

Sendo:

A_i = área de influência do pilar do pavimento tipo (cm²);

y_n = coeficiente de majoração em função da menor dimensão transversal do pilar;

q_T = carregamento do pavimento tipo por unidade de área (kgf/cm²);

n_p = número de pavimentos tipo acima da seção a ser pré-dimensionada;

q_c = carregamento do telhado por unidade de área (kgf/cm²).

Desta forma com auxílio de uma planilha gerada com estas fórmulas, estimou-se a seção inicial utilizada para a modelagem dos pilares.

3.3.6 Lançamento dos elementos

Como a planta arquitetônica foi elaborada prevendo a disposição dos elementos e as seções foram estimadas com o pré-dimensionamento, iniciou-se a etapa do lançamento dos modelos estruturais. Para cada modelo, manteve-se a mesma dimensão dos elementos possibilitando um reaproveitamento das fôrmas na execução.

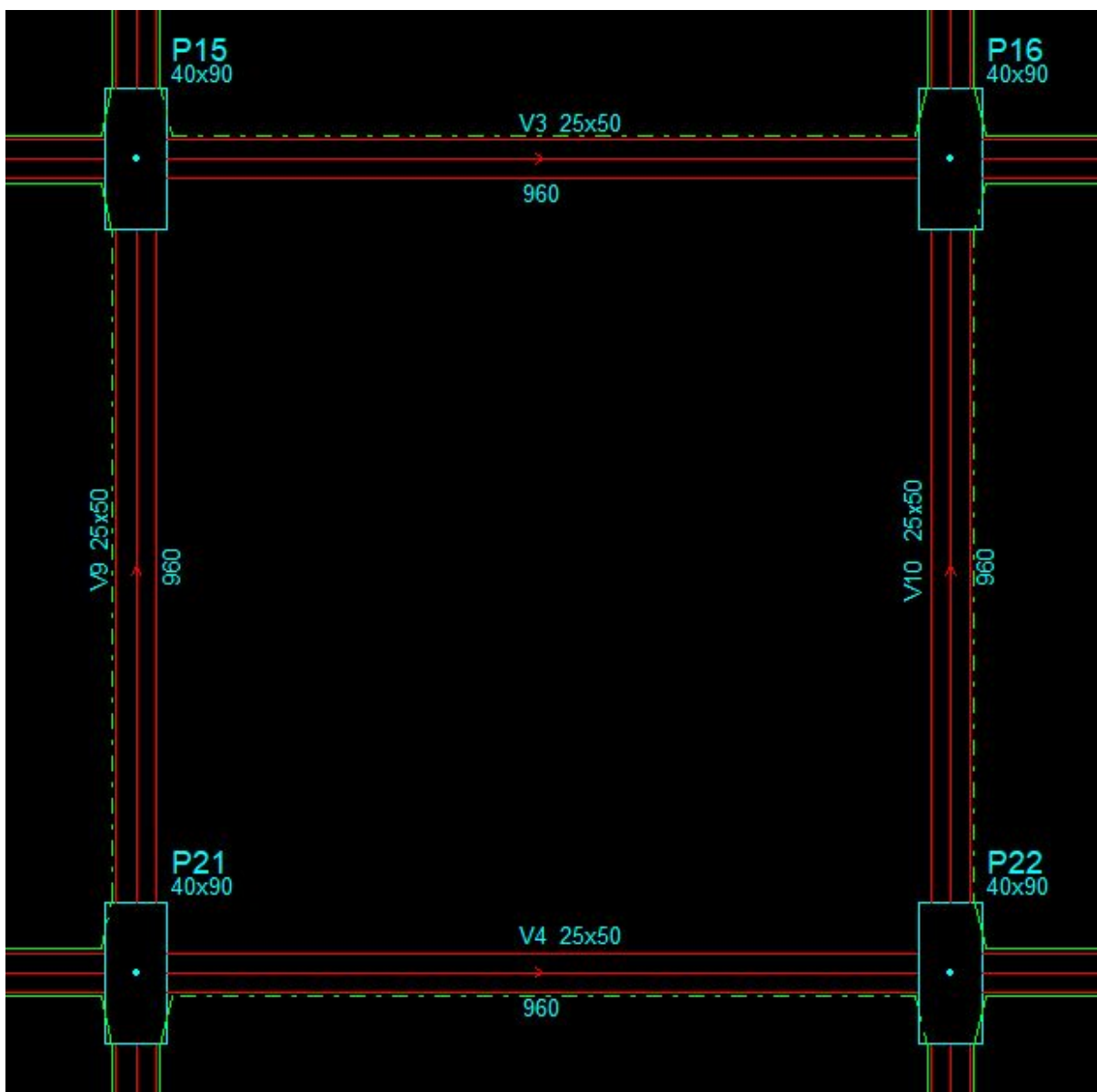
A primeira alteração no lançamento se deu em função da seção e formato dos pilares, onde havia iniciado a modelagem com seções quadradas de 60 centímetros para que a influência na estabilidade fosse a mesma em ambos os sentidos. Com o intuito de aproximar os modelos de um caso real, optou-se por utilizar pilares de seções retangulares minimizando assim, a interferência arquitetônica.

Mesmo sabendo da possibilidade de utilizar ligações rotuladas respeitando o grau de plastificação, optou-se por aplicar vinculações engastadas, de modo que as lajes foram engastadas em outras adjacentes. Para o correto processamento da estrutura foi necessário converter os pilares do primeiro pavimento em pilares de fundação, engastados e em contato com o solo.

Através do lançamento, permitiu-se realizar a verificação dos sistemas e o comportamento dos elementos, visando uma coerência entre as análises e a correção dos erros encontrados no processamento.

apenas estimada, tem lados de dimensão igual a 5 metros e sua posição encontra centralizado na planta baixa do edifício.

Figura 24 - Localização do fosso do elevador.

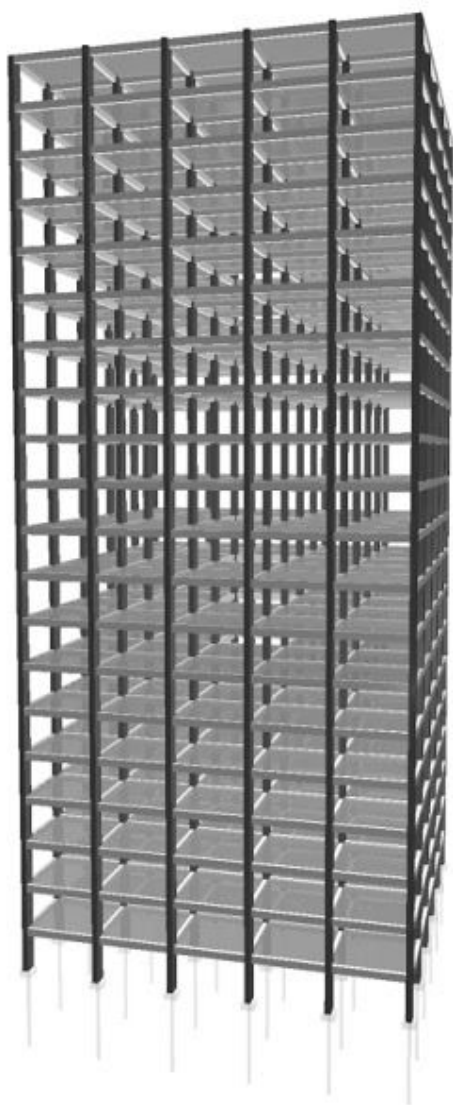


Fonte: Da autora.

Através do processamento foi possível identificar e ajustar algumas inconsistências no modelo estrutural e após a finalização desta etapa, foi possível chegar no lançamento final da estrutura. Com isso, os pilares são todos de formato retangular, apresentando seção de 40 x 90 centímetros e as vigas com 25 x 50

centímetros. A Figura 25 apresenta a visualização 3D do modelo de pórtico rígido após processamento e finalização do dimensionamento da edificação.

Figura 25 - Visualização 3D da estrutura PR

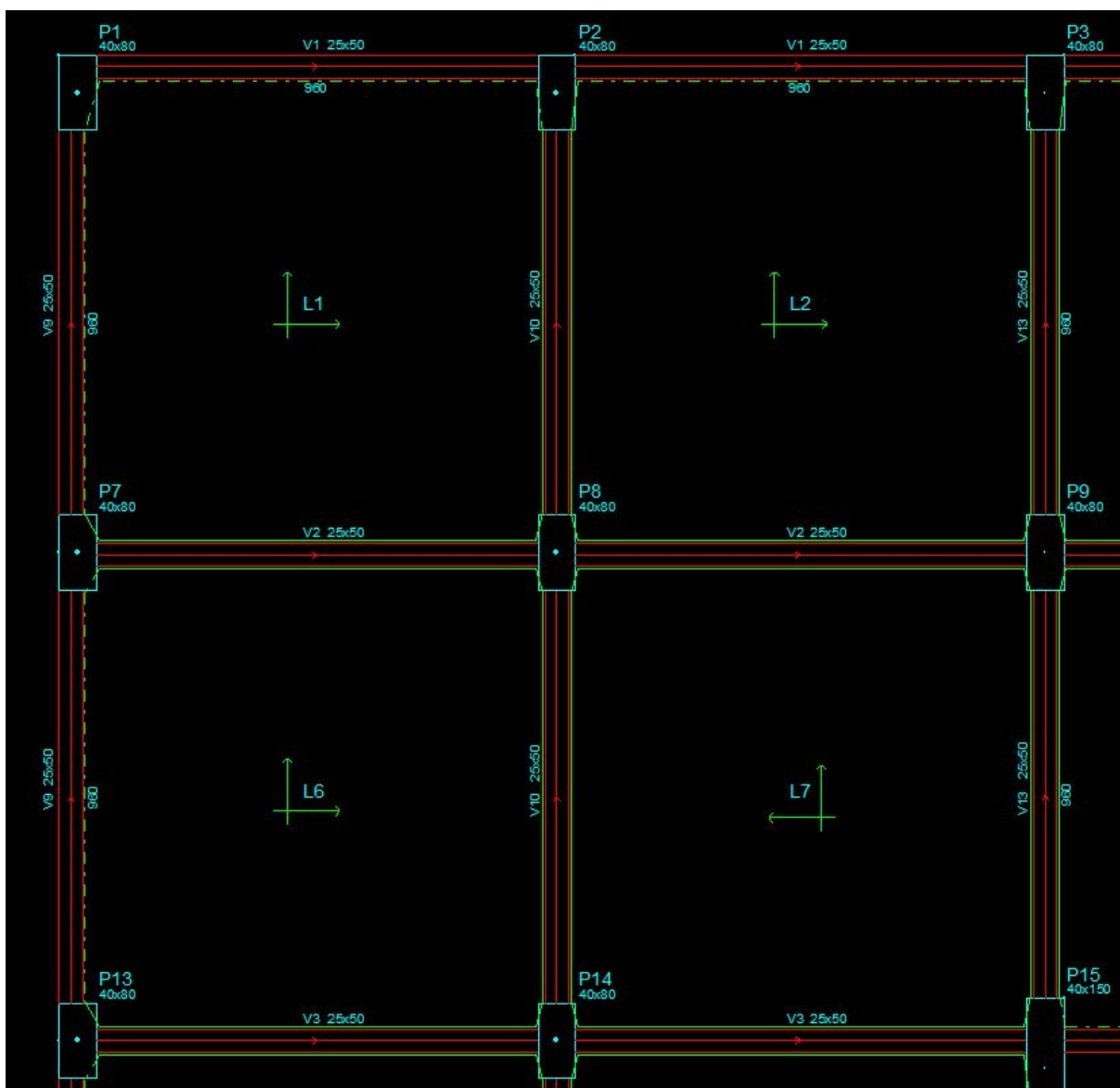


Fonte: Da autora.

3.3.6.2 Modelo NR

O modelo NR se deu a partir do modelo PR, onde os pilares centrais foram substituídos pelo núcleo rígido e os demais apresentaram uma redução de seção, passando para 40 x 80 cm (FIGURA 26). As vigas mantiveram sua dimensão inicial e manteve-se para os pilares uma largura constante.

Figura 26 - Lançamento e disposição dos elementos NR



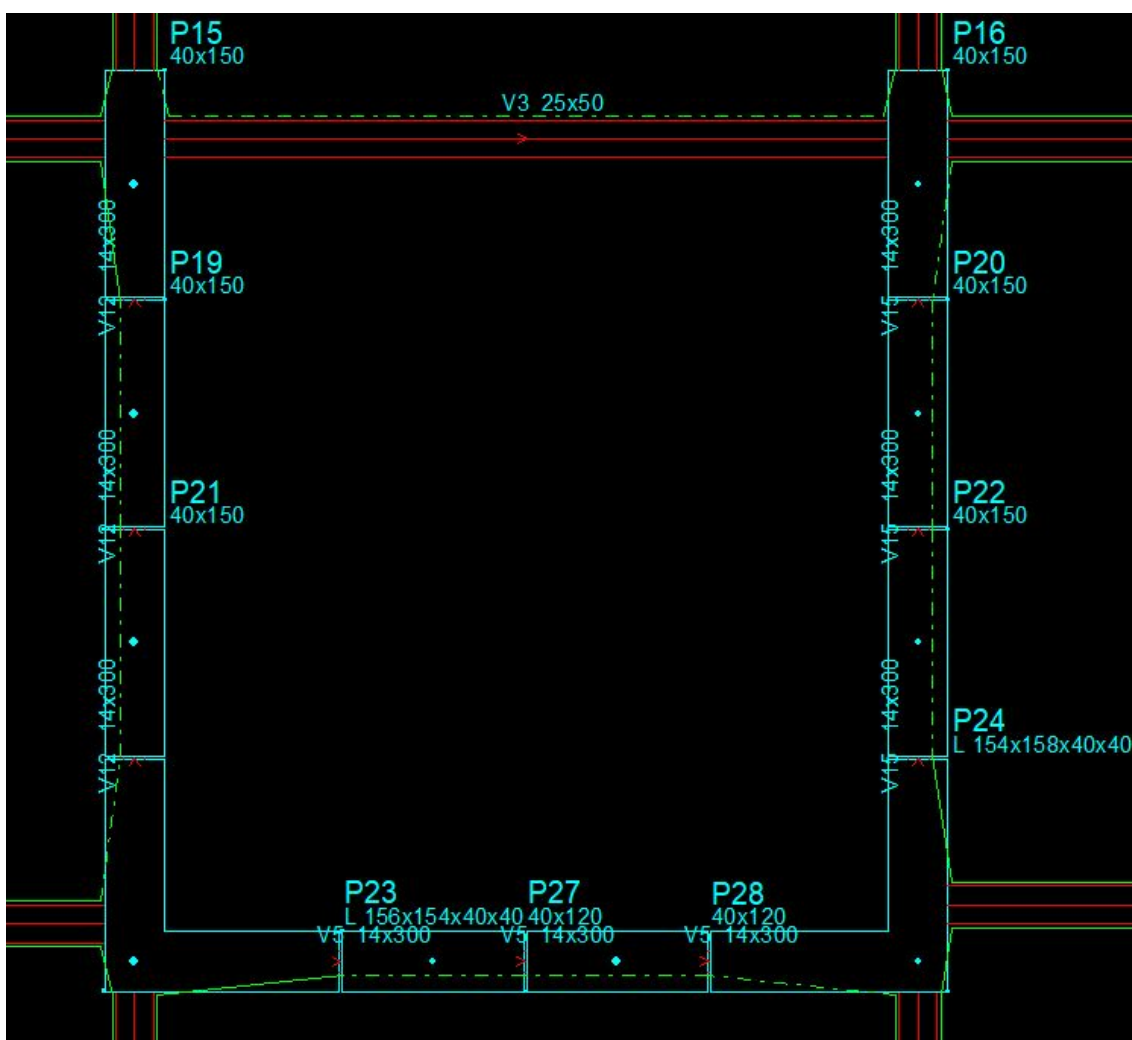
Fonte: Da autora.

O lançamento do núcleo rígido passou por algumas alterações, onde inicialmente foi modelado um único pilar de seção “U”, mas o mesmo não apresentou de forma correta os esforços atuantes na estrutura. Com o intuito de representar o comportamento da estrutura real por meio do modelo matemático, optou-se por dividir o núcleo em vários pilares menores, correspondendo a barras verticais e facilitando a ligação destas, com as vigas.

Manteve-se um espaçamento de cerca de 2 cm entre os pilares do núcleo, e como uma ferramenta de modelagem, lançou-se nestes pequenos vãos vigas

biapoiadas de grande altura fazendo a ligação entre os pilares. Para a definição destes pilares, optou-se por limitar o comprimento máximo em cerca de um metro e meio, conforme Figura 27.

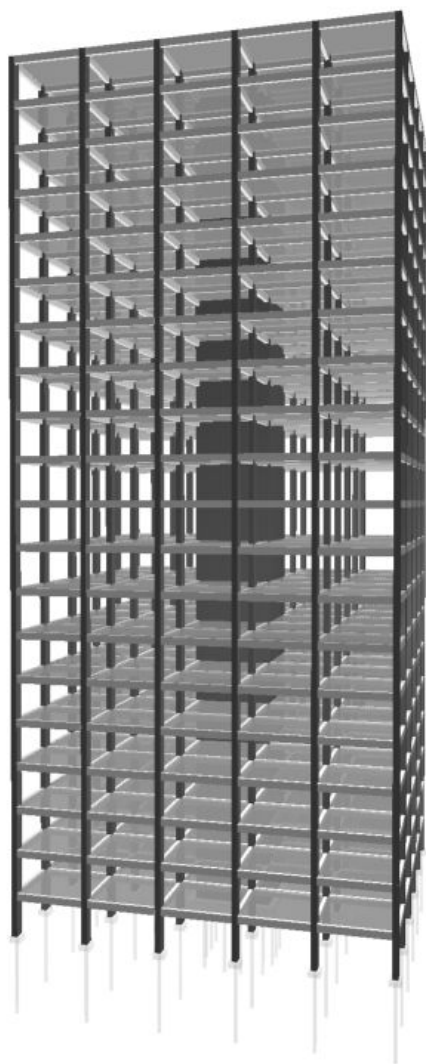
Figura 27 - Lançamento do núcleo rígido



Fonte: Da autora.

Com as verificações e a finalização do lançamento, as vigas utilizadas para a ligação dos pilares do núcleo foram desconsideradas dos resultados. Cabe salientar, que para o dimensionamento e, principalmente, detalhamento final do núcleo são necessárias análises mais refinadas do mesmo, entretanto estas não são objetivo deste trabalho. A Figura 28 apresenta a visualização geral da estrutura.

Figura 28 - Visualização 3D da estrutura NR



Fonte: Da autora.

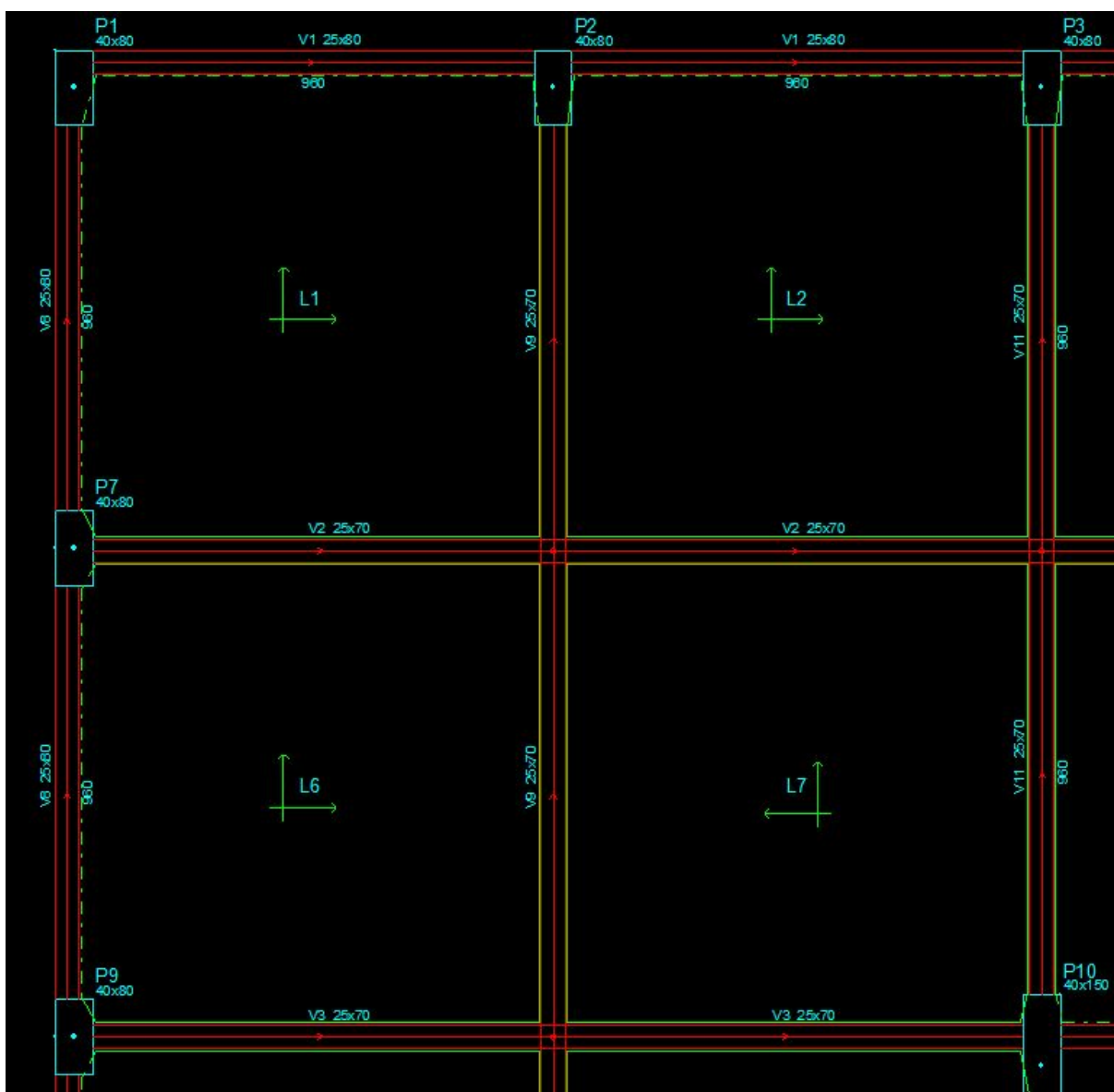
3.3.6.3 Modelo TB

Para lançamento do modelo estrutural tubular iniciou-se com a replicação do modelo de núcleo rígido (NR) e, em seguida, analisou-se o comportamento do sistema para fazer as alterações.

O posicionamento dos pilares se deu sempre nas faces externas da estrutura, constituindo assim, o tubo reticulado de seção variável em combinação com o núcleo rígido. Houve alteração nas seções das vigas, onde vigas internas ficaram

com seção de 25 x 70 centímetros e as vigas externas apresentaram um acréscimo na altura, resultando em uma seção de 25 x 80 centímetros. Cabe salientar, que essa altura ainda permitiu uma passagem maior do que 2,10 metros de altura. Os pilares da periferia mantiveram a seção de 40x 80 centímetros, de acordo com a Figura 29.

Figura 29 - Lançamento e disposição dos elementos TB

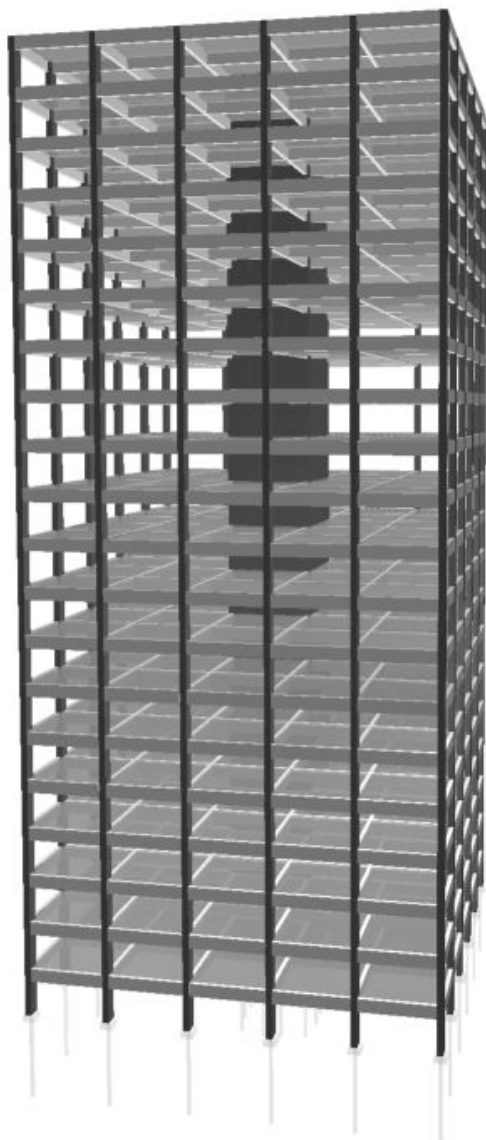


Fonte: Da autora.

Após o processamento, verificação e análise do modelo estrutural adotado, foi realizado o processo de geração dos relatórios e da forma do pavimento a ser

detalhado embasando assim, o comparativo entre os sistemas adotados. A Figura 30 apresenta a visualização geral desta modelagem.

Figura 30 - Visualização 3D da estrutura TB



Fonte: Da autora.

3.4 Comparativos

Depois de finalizado o lançamento elaborou-se uma análise comparativa entre os três modelos estruturais atentando para o quantitativo gerado pelo *software*, que dispõe da quantidade de concreto (m^3), aço (kg) e metragem de fôrmas (m^2) para a construção da estrutura.

Destaca-se que a análise de cada modelo abrangerá parâmetros de estabilidade da estrutura, como y_z e os deslocamentos horizontais. Além das análises quantitativas, realizou-se uma análise qualitativa avaliando a interferência da estrutura na disposição arquitetônica. Estes conjuntos de comparativos buscam avaliar qual dos modelos estruturais melhor atende as especificações do edifício estudado.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Este capítulo apresenta os resultados obtidos através do processamento e análise dos modelos descritos. O primeiro item abordado consiste na apresentação dos modelos seguido dos parâmetros de estabilidade global, deslocamentos, taxa de armaduras, resumo de materiais e uma análise geral entre os sistemas.

4.1 Dimensionamento dos Modelos

Os três modelos foram desenvolvidos variando o sistema estrutural adotado, exigindo ao longo do processo alterações e adaptações conforme a análise global. O processo de análise foi realizado utilizando o modelo integrado e alguns avisos relacionados ao detalhamento das armaduras foram desconsiderados, visto que não era objetivo do trabalho analisar o detalhamento.

4.1.1 Dimensionamento do modelo Pórtico Rígido (PR)

Concluindo a etapa de dimensionamento e verificação do modelo, emitiu-se os relatórios de estabilidade global (TABELA 2), deslocamentos horizontais (TABELA 3), forma do pavimento tipo (APÊNDICE A) e o resumo de materiais (TABELA 4).

Tabela 2 - Estabilidade Global (PR)

Coeficiente Gama-Z		
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	7111,88	7111,88
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	1270,14	759,10
Gama-Z	1,22	1,12

Fonte: Da autora.

Tabela 3 - Deslocamentos Horizontais devido à ação do vento (PR)

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	5800,00			
Deslocamento limite (cm)	3,41			
Deslocamento característico (cm)	5,60	-5,60	3,26	-3,26
gf2	0,30	0,30	0,30	0,30
Deslocamento combinações frequentes (cm)	1,68	-1,68	0,98	-0,98

Fonte: Da autora.

Tabela 4 - Resumo por material e por elemento (PR)

		Vigas	Pilares	Lajes	Total
Peso total + 0% (kg)	CA50	98.672,7	52.129,9	92.960,3	243.762,9
	CA60	0,0	0,0	14.992,5	14.992,5
	Total	98.672,7	52.129,9	107.952,8	258.755,4
Volume concreto (m³)	C-40	786,0	781,5	1.655,2	3.222,7
Área de forma (m²)		7.860,0	5.644,1	11.822,7	25.326,8
Consumo de aço (kg/m³)		125,5	66,7	65,2	80,3

Fonte: Da autora.

4.1.2 Dimensionamento do modelo Núcleo Rígido (NR)

Nas Tabelas 5 e 6 são apresentados os parâmetros de estabilidade e os deslocamentos horizontais para este caso. O resumo de materiais está descrito na Tabela 7 e a forma do pavimento tipo se encontra no Apêndice B.

Tabela 5 - Estabilidade Global (NR)

Coeficiente Gama-Z		
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	7110.16	7119.08
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	423.77	409.30
Gama-Z	1.06	1.06

Fonte: Da autora.

Tabela 6 - Deslocamentos Horizontais devido à ação do vento (NR)

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	5800,00			
Deslocamento limite (cm)	3,41'			
Deslocamento característico (cm)	2,76	-2,76	2,07	-2,07
gf2	0,30	0,30	0,30	0,30
Deslocamento combinações frequentes (cm)	0,83	-0,83	0,62	-0,62

Fonte: Da autora.

Tabela 7 - Resumo por material de por elemento (NR)

		Vigas	Pilares	Lajes	Total
Peso total + 0% (kg)	CA50	68.420,30	69.036,40	79.480,40	216.937,10
	CA60	0	0	13.450,60	13.450,60
	Total	68.420,30	69.036,40	92.931,00	230.387,70

(Continua...)

Continuação

Volume concreto (m³)	C-40	827,1	1.023,70	1.652,60	3.503,40
Área de forma (m²)		8.617,80	7.144,30	11.804,10	27.566,20
Consumo de aço (kg/m³)		82,7	67,4	56,2	65,8

Fonte: Da autora.

4.1.3 Dimensionamento do modelo Tubular (TB)

As Tabelas 8, 9 e 10 apresentam respectivamente, os parâmetros de estabilidade, os deslocamentos horizontais e o resumo de materiais para o sistema tubular. A forma deste modelo estrutural está no apêndice C.

Tabela 8 - Estabilidade Global (TB)

Coeficiente Gama-Z		
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	7110,16	7119,08
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	427,69	506,42
Gama-Z	1,06	1,08

Fonte: Da autora.

Tabela 9 - Deslocamentos Horizontais devido à ação do vento (TB)

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	5800,00			
Deslocamento limite (cm)	3,41			
Deslocamento característico (cm)	3,16	-3,16	2,26	-2,26
gf2	0,30	0,30	0,30	0,30
Deslocamento combinações frequentes (cm)	0,95	-0,95	0,68	-0,68

Fonte: Da autora.

Tabela 10 - Resumo por material e por elemento (TB)

		Vigas	Pilares	Lajes	Total
Peso total + 0% (kg)	CA50	115.101,60	63.324,00	100.793,10	279.218,70
	CA60	0	0	12.467,40	12.467,40
	Total	115.101,60	63.324,00	113.260,50	291.686,10
Volume concreto (m ³)	C-40	1.119,70	791,6	1.647,60	3.558,90
Área de forma (m ²)		10.571,00	5.405,30	11.768,50	27.744,80
Consumo de aço (kg/m ³)		102,8	80	68,7	82

Fonte: Da autora.

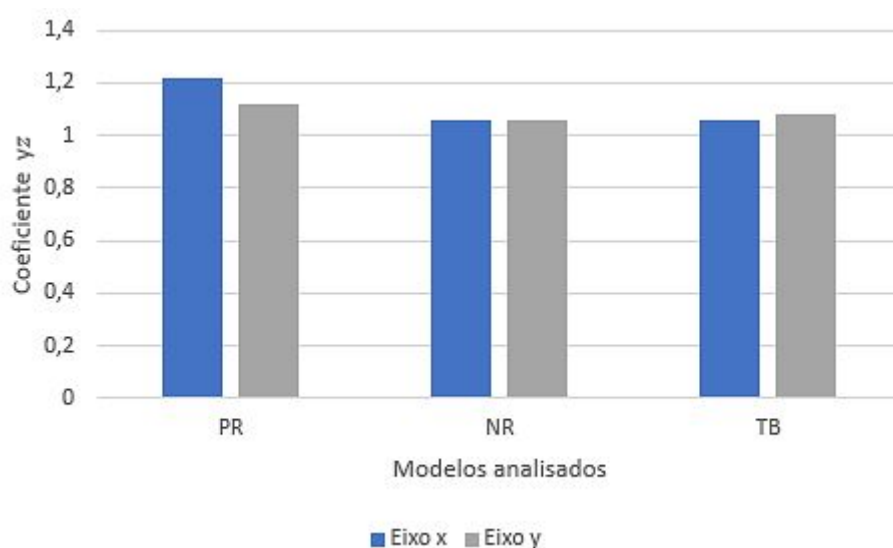
4.2 Estabilidade Global da edificação

Analisando os relatórios e parâmetros de estabilidade global gerados com auxílio do *software* Eberick, considerou-se para a discussão o coeficiente y_z e determinando assim, a mobilidade da estrutura e os esforços de segunda ordem. Comparando o coeficiente y_z entre os sistemas analisados, percebe-se que no modelo PR o mesmo se apresenta um pouco elevado quando comparado com o determinado pela NBR 6118, representando que a estrutura se classifica como sendo de nós móveis e que as considerações de cálculo para efeitos de 2ª ordem foram englobados na análise.

Conforme a verificação, os modelos NR e TB apresentam uma maior estabilidade e se caracterizam como nós fixos. Os valores apresentados no Gráfico 1 estão embasados nas Tabelas 2, 5 e 8 e permite uma melhor visualização dos resultados obtidos.

Pode-se observar que, no eixo y a edificação apresenta uma maior estabilidade devido à posição dos elementos na direção de maior inércia ser nessa direção, de modo que os pilares de formato retangular apresentam a maior dimensão na direção y.

Gráfico 1 - Comparação da estabilidade entre os modelos



Fonte: Da autora.

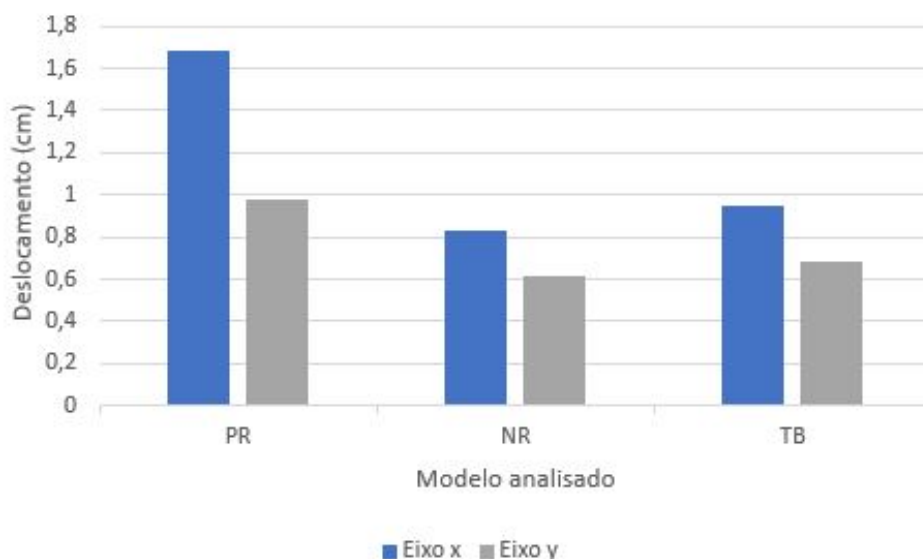
A implantação do núcleo rígido se mostra bastante eficiente nos parâmetros de estabilidade, reduzindo significativamente o coeficiente yz e proporcionando à estrutura uma maior rigidez.

4.3 Deslocamentos

O deslocamento horizontal imediato corresponde ao deslocamento gerado pela força do vento na estrutura, que corresponde a uma ação variável. Esse tipo de ação não gera deslocamentos diferidos, já que estes decorrem de ações do tipo permanente.

De acordo com os valores apresentados no Gráfico 2, pode-se observar que o modelo PR apresentou um deslocamento superior aos outros dois modelos analisados. Os demais modelos apresentaram um deslocamento baixo, e o modelo NR foi o mais favorável para esta análise, resultando em uma redução de aproximadamente 50% do deslocamento no eixo x e 35% no eixo y, quando comparado ao modelo de PR.

Gráfico 2 - Deslocamento imediato entre os modelos



Fonte: Da autora.

4.4 Consumo de Materiais

De modo a verificar a influência do modelo estrutural adotado no consumo de materiais da edificação, realizou-se um estudo a partir da emissão do resumo de materiais mensurando o consumo de concreto, aço e de fôrmas.

4.4.1 Consumo de Concreto (m³)

Realizou-se uma análise dos dados referentes ao consumo de concreto por elemento dos sistemas estruturais adotados no estudo, com auxílio dos relatórios gerados após o dimensionamento. Desta forma, atentando para os elementos em específico, as vigas do modelo PR resultaram em um menor consumo, conforme Tabela 11. O segundo modelo analisado apresentou um consumo superior nos pilares, sendo fundamentado pela utilização do núcleo rígido e por fim, o modelo TB se apresenta com um consumo elevado nas vigas, visto que as mesmas apresentam um acréscimo na altura. Consequentemente, neste último modelo, houve uma redução no consumo de concreto nos pilares, justificado pela diminuição

dos mesmos na forma do pavimento em função do tubo reticulado. A influência das lajes neste quantitativo é praticamente nula já que não houve alteração em suas dimensões e espessuras.

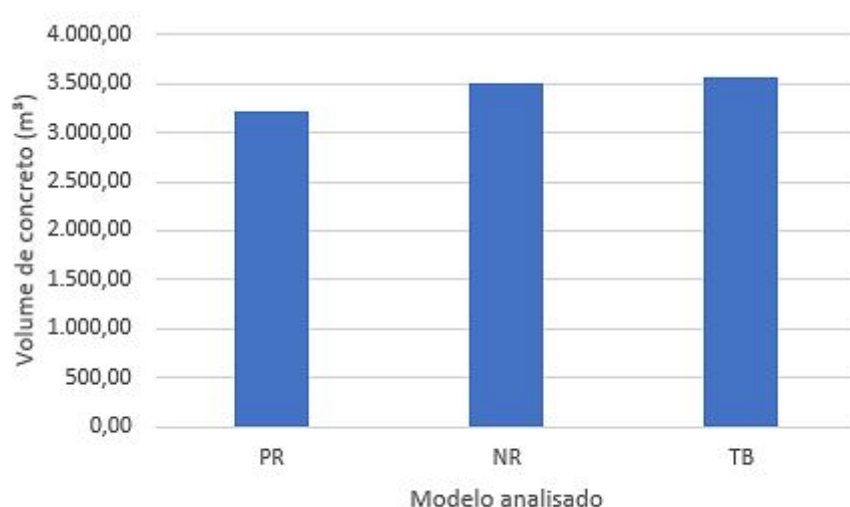
Tabela 11 - Consumo de concreto por elemento (m³)

Modelo	Vigas	Pilares	Lajes
PR	786	781,5	1.655,20
NR	827,1	1.023,70	1.652,60
TB	1.119,70	791,6	1.647,60

Fonte: Da autora.

Para facilitar a análise quantitativa, o Gráfico 3 ilustra o consumo de concreto total entre as diferentes modelagens.

Gráfico 3 - Consumo total de concreto (m³)



Fonte: Da autora.

Desta forma, é possível concluir que entre estes, o modelo PR apresenta uma redução de, aproximadamente, 10% quando comparado aos outros modelos.

4.4.2 Consumo de aço (kg)

A análise do consumo de aço se deu em função dos elementos, de acordo com a Tabela 12.

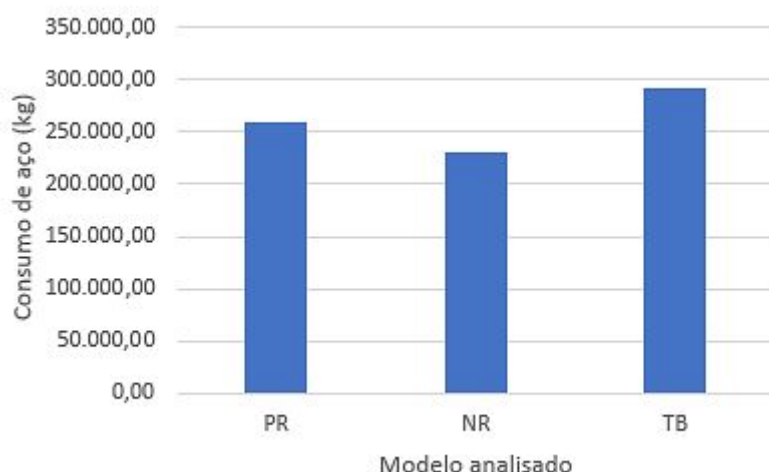
Tabela 12 - Consumo de aço por elemento (kg)

Modelo	Vigas	Pilares	Lajes
PR	98.672,7	52.129,9	107.952,8
NR	68.420,30	69.036,40	92.931,00
TB	115.101,60	63.324,00	113.260,50

Fonte: Da autora.

As vigas e lajes do NR apresentaram um menor consumo de aço, enquanto que o modelo TB apresentou um elevado consumo nestes elementos. Comparando de forma direta, as vigas do núcleo rígido com as vigas do sistema tubular, observa-se um acréscimo de cerca de 40% no consumo. Repetindo a análise para as lajes, as lajes do sistema TB apresentaram um acréscimo de aproximadamente 18% em relação às lajes do sistema NR. Os pilares apresentaram uma variação de 25% entre o maior (NR) e o menor consumo (PR) conforme apresentado no Gráfico 4.

Gráfico 4 - Consumo total de aço (kg)



Fonte: Da autora.

Analisando o consumo total, é possível verificar que o modelo mais eficaz e com o menor consumo de aço foi o modelo NR, apresentando um acréscimo de cerca de 10% para o modelo PR, e um aumento de aproximadamente 20% para o TB.

4.4.3 Consumo de fôrmas (m²)

O consumo de fôrmas por metro quadrado foi estimado para ambas as modelagens e está descrito na Tabela 13. Para as lajes, houve uma variação mínima, como era esperado. Já as vigas apresentam uma discrepância maior, de modo que as vigas do PR apresentam um consumo menor entre as modelagens. E para os pilares, o menor consumo de fôrmas ocorre no modelo NR.

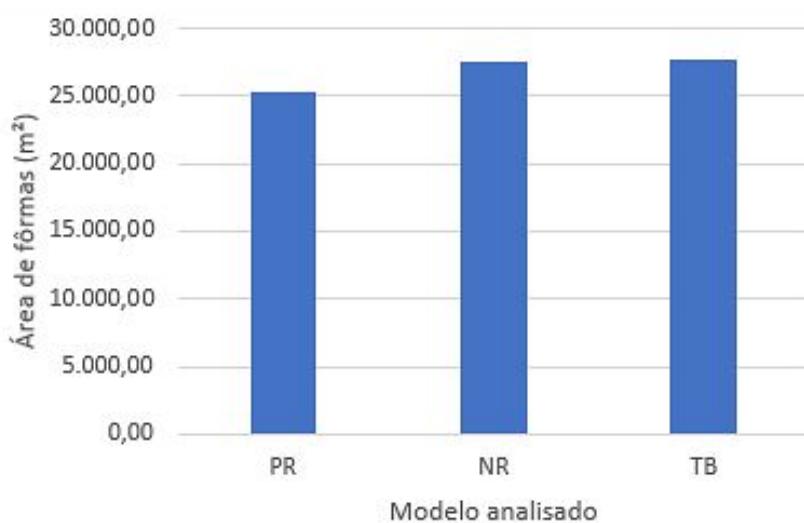
Tabela 13 - Consumo de fôrma por elemento (m²)

Modelo	Vigas	Pilares	Lajes
PR	7.860,00	5.644,10	11.822,70
NR	8.617,80	7.144,30	11.804,10
TB	10.571,00	5.405,30	11.768,50

Fonte: Da autora.

O consumo total em metros quadrados é apresentado no Gráfico 5, e proporciona uma verificação global da área de fôrmas, podendo verificar que o modelo PR foi o mais econômico nesse sentido, apresentando um acréscimo de aproximadamente 10 % nas outras modelagens.

Gráfico 5 - Consumo total de fôrmas (m²)



Fonte: Da autora.

4.5 Taxas médias de Armadura

A determinação das taxas de armaduras ocorre em função do consumo de aço (kg), pelo volume de concreto (m³), disponível no resumo de materiais para cada modelo. As taxas médias foram calculadas por elemento estrutural (laje, viga e pilar) e para cada pavimento tipo.

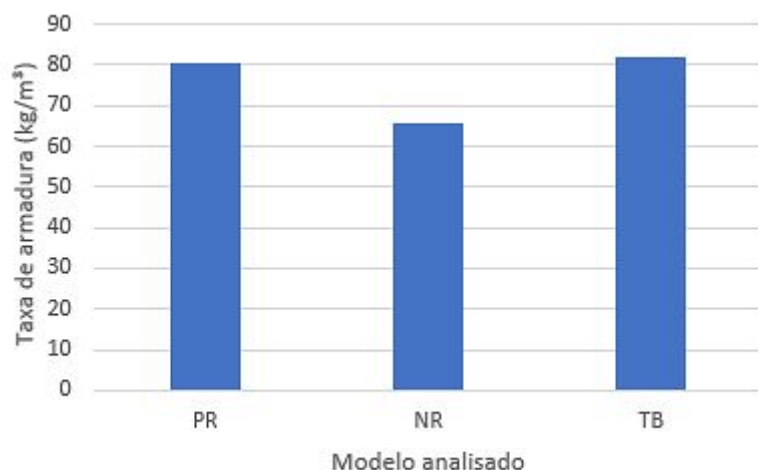
Tabela 14 - Taxa de armadura por elemento (kg/m³)

Modelo	Vigas	Pilares	Lajes
PR	125,5	66,7	65,2
NR	82,7	67,4	56,2
TB	102,8	80	68,7

Fonte: Da autora.

Observa-se taxas de armaduras mais elevadas nas vigas do modelo PR e nos pilares e lajes do modelo TB. Quando analisado o consumo total (GRÁFICO 6), pode-se perceber que o modelo que apresenta uma taxa de armaduras mais atrativa é o NR, com cerca de 65,8 kg/m³. Comparando a esta, os demais modelos apresentam um acréscimo de aproximadamente 20%.

Gráfico 6 - Taxa de armadura total entre as modelagens (kg/m³)



Fonte: Da autora.

Estima-se que com o devido detalhamento, análise e compatibilização das armaduras o consumo poderia ser reduzido, mas como esta análise específica não se enquadra na proposta do trabalho, manteve-se sem este refinamento.

4.6 Influência na arquitetura

Com a finalização e detalhamento da forma de cada modelagem, foi possível observar o arranjo e a disposição dos elementos estruturais. Buscou-se posicionar os elementos de modo a respeitar o vão livre, minimizando assim a interferência com a arquitetura.

Todos os modelos apresentaram uma disposição satisfatória, mas destaca-se o modelo TB, pois mesmo com um acréscimo na altura das vigas, por meio deste

sistema foi possível dispensar os pilares centrais, mantendo na forma apenas os pilares de periferia e os que compõem o núcleo rígido.

4.7 Comparação geral entre os modelos

Os quantitativos obtidos com a análise dos diferentes modelos podem ser diretamente associados aos custos para a execução das estruturas. Vale ressaltar que em todas as análises obteve-se resultados favoráveis, atendendo a premissa inicial de que para a comparação as estruturas estariam dimensionadas atendendo às especificações técnicas e normas vigentes.

Após analisar todos os resultados apresentados anteriormente, pode-se observar que por meio da elevada rigidez do centro da estrutura, o sistema de núcleo rígido proporcionou ao modelo estabilidade e um menor deslocamento imediato. Ao verificar os consumos de materiais, é possível destacar uma variação entre os modelos, de modo que o NR apresentou ainda um menor consumo de aço, sendo justificado pelo aumento no consumo de concreto. O modelo PR apresentou um menor consumo de concreto e área de fôrmas, e, analisando a aplicação das modelagens para um caso prático, este atende as especificações da edificação com um sistema estrutural convencional, eficiente e financeiramente viável.

Fazendo um paralelo com outros trabalhos desenvolvidos, de acordo com Almeida (2015), o estudo sobre a variação do sistema estrutural permite a viabilização do sistema de pórtico rígido para até dez pavimentos. Acima disso, o aumento necessário na seção dos elementos restringe a aplicação do sistema, tornando a adoção do núcleo rígido bastante eficiente para uma altura de 26 pavimentos. Acima dessa altura, se torna necessário a adoção de mais pilares. Desta forma, a análise corrobora com os resultados obtidos no presente estudo, na medida em que indica que o sistema de núcleo rígido é uma boa alternativa para a estrutura analisada. Entretanto, no que tange o sistema em pórtico rígido tem-se uma conclusão um tanto diferente, já que o sistema se mostrou interessante mesmo para um edifício de 20 pavimentos.

De acordo com pesquisas realizadas nesta área, nos estudos de Zandonai Filho, Sirino e Scoz (2018) em relação ao núcleo rígido, mostrou-se necessário a utilização do mesmo para modelos com 30, 35 e 40 pavimentos para o correto dimensionamento da estrutura. Desta forma, foi possível constatar ainda que, quanto mais afastado o núcleo rígido está em relação ao centro de gravidade da edificação, maior é o deslocamento, tensões atuantes e, conseqüentemente, consumo de materiais e custo. Por isso, para o presente estudo, posicionou-se o núcleo de modo a obter os melhores resultados.

Estima-se que, no caso de um acréscimo na altura da edificação alterando o número de pavimentos e realizando uma outra análise, tais resultados não seriam favoráveis para o modelo PR, se tornando vantajoso a implantação do núcleo rígido e até a combinação com o sistema tubular em edifícios de grande altura. A medida que a estrutura atinge uma dimensão vertical importante e por vezes uma elevada esbeltez, recomenda-se que seja realizado o teste de modelos em túnel de vento.

5 CONCLUSÃO

Com o auxílio do *software* Eberick, foi possível desenvolver o dimensionamento e em seguida, analisar e comparar os diferentes modelos apresentados como possíveis soluções estruturais para um edifício comercial de 20 pavimentos. Dentro desta análise o objetivo do trabalho foi comparar o sistemas em relação à estabilidade, quantitativo de materiais e interferência na arquitetura.

A elaboração da disposição arquitetônica foi realizada com o intuito de favorecer as análises considerando e possibilitando a proposição de diferentes arranjos estruturais. Através da modelagem e dimensionamento dos sistemas estruturais de pórtico rígido (PR), núcleo rígido (NR) e tubular (TB), permitiu-se a verificação e análise dos elementos, de modo a corrigir qualquer erro encontrado no processamento, buscando uma coerência entre os modelos.

Para análise da estabilidade, utilizou-se o coeficiente γ_z que confirmou que todos os modelos atendem de forma satisfatória as especificações normativas. Os modelos apresentam uma pequena variação na classificação, onde o modelo PR se caracteriza como sendo de nós móveis e por isso, considerou-se os efeitos de 2ª ordem para análise. Já os modelos NR e TB apresentam maior estabilidade, se classificando como de nós fixos, o que se justifica pelo ganho de rigidez no centro da estrutura.

O consumo de materiais foi um parâmetro que apresentou alterações significativas entre as análises, considerando que o modelo PR apresentou uma

redução de aproximadamente 10% no consumo de concreto comparado aos outros modelos. O menor consumo de aço foi obtido através do modelo NR devido ao grande consumo de concreto no núcleo e pilares do entorno. Quando analisado o consumo de fôrmas o modelo que apresentou um consumo favorável para a execução foi o PR, evidenciando uma economia através da implantação do sistema.

Verificou-se as taxas médias de armaduras para o comparativo, de modo que para o modelo PR a taxa de armaduras total foi de 80,3 kg/m³, no modelo NR foi correspondente a 65,8 kg/m³ e o modelo TB apresentou uma taxa geral de 82 kg/m³. Pode-se observar que o NR apresentou uma taxa mais atrativa, cerca de 20% inferior ao modelo de PR e TB. Com o detalhamento e compatibilização das armaduras, este consumo poderia ser decrescido, ficando como sugestão para futuras análises.

Em relação à influência na arquitetura obteve-se uma disposição satisfatória dos elementos nos três modelos. Como a edificação é de uso comercial, a presença de vãos livres é favorecida pelo modelo TB, que mesmo aumentando a altura das vigas dispensou a execução dos pilares centrais, mantendo os pilares do núcleo e de periferia.

Após apresentar e analisar os resultados, pode-se concluir que, para a proposta do edifício em concreto armado composto por 20 pavimentos, o sistema que melhor atende às especificações da estrutura é o modelo PR. Sistema estrutural muito utilizado em edificações convencionais e, neste estudo, se mostrou eficiente e financeiramente vantajoso, considerando que os custos estão diretamente relacionados ao consumo de materiais, atingindo de maneira integral os objetivos da proposta deste trabalho.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.
- BERNARDI, Douglas. F. **Um Modelo Computacional para a Análise Global Tridimensional da Estrutura de Edifícios Altos de Concreto Armado com a Presença de Paredes Estruturais**. 2010. 135p. Trabalho de Dissertação (Pós Graduação em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre , 2010.
- BORGES, Alberto Nogueira. **Curso Prático de Cálculo em Concreto Armado: Projeto de Edifícios**. 3ª ed. Rio de Janeiro/RJ. Imperial Novo Milênio, 2015.
- BUENO, Mônica. M. E. **Avaliação dos Parâmetros de Instabilidade Global em Estruturas de Concreto Armado**. 2009. 89p. Trabalho de Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2009.
- CARNEIRO, F; MARTINS, J. **Análise de Estruturas - Contraventamento de Edifícios**. Série Estruturas. Porto: UFP, 2008.
- CARVALHO, R. C; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 2. ed. São Paulo:Pini, 2013 v.2.
- CTBUH. CTBUH Height Criteria. **Tall, Supertall, and Megatall Buildings**. 2020. Disponível em:<https://www.ctbuh.org/resource/height?utm_source=dotnetnuke>. Acesso em 26 de Março de 2020.
- IGLESIA, Socrate Muñoz. **Soluções estruturais: 10 formas de controlar os deslocamentos e acelerações horizontais**. 2019?. Disponível em:

<<https://maisengenharia.altoqi.com.br/estrutural/solucoes-estruturais/>>. Acesso em 20 de Abril de 2020.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado**. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2018.

LINS, Fernando F. V. **Contribuição à avaliação da estabilidade global e pré-dimensionamento de pórticos planos em concreto pré-moldado**. 2013. 205p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. 2013.

MARTINS, Carlos H. **Análise não linear de estruturas tridimensionais de edifícios de andares múltiplos com núcleos resistentes, considerando a rigidez transversal à flexão das lajes**. 2001. 252p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. 2001.

MONCAYO, Winston J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. 211p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. 2011.

OLIVEIRA, Janes C. A. **Avaliação da rigidez de pórticos tridimensionais de concreto armado**. 2015. 352p. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília DF. 2009.

ONOUYE, Barry S.; ZUBERBUHLER, Douglas; CHING, Francis D. K.. **Sistemas Estruturais Ilustrados: Padrões, Sistemas e Projeto**. 2015. 352 p. 2. ed. Brasil: Bookman.

PAIXÃO, João F. M.; ALVES, Elcio C. **Análise de Estabilidade Global em Edifícios Altos**. Espírito Santo: Reec - Revista Eletrônica de Engenharia Civil, 13(1). 2016. 16p. Disponível em: <<https://www.revistas.ufg.br/reec/article/view/39552>>. Acesso em: 05 de abril de 2020.

PELIZARO, Thaís Victória Garcia; CUNHA, Jesiel. **Estudo do pré-dimensionamento de lajes, vigas e pilares de concreto**. 2017. 26p. Universidade Federal de Uberlândia.

PEREIRA, Ana C. O. **Estudo da Influência da Modelagem Estrutural do Núcleo nos Painéis de Contraventamento de Edifícios Altos**. 2000. 148 p. Trabalho de Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. 2000.

PEREIRA, Rui G.. **Edifícios altos - problemas associados e análise estrutural de um caso prático**. 2011. 176 p. São Paulo: Brasileira. 2011

RIBEIRO, Jairo F. **Estabilidade Global em Edifícios: Análise dos Efeitos de Segunda Ordem nas Estruturas de Concreto**. 2010. 81 p. Trabalho de

Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil, Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2010.

SANTOS, Júlia B. **Análise da Influência da Rigidez das Ligações Viga-Pilar no Comportamento Estrutural de Edifícios de Múltiplos Pavimentos em Concreto Armado**. 2016. 161p. Trabalho de Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2016.

SIQUEIRA, GUILHERME M. **Estudo da torção devida ao vento em edifícios altos: comparação entre túnel de vento e NBR 6123/1988**. 2009. 72 p. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

SOUZA, João Carlos. **Aprenda a pré-dimensionar uma estrutura em concreto armado**. 2018. ArchDaily Brasil. Disponível em: <<https://www.archdaily.com.br/br/891672/aprenda-a-pre-dimensionar-uma-estrutura-em-concreto-armado>>. Acesso em 15 de outubro de 2020.

TAPAJÓS, Ls et al. Efeito do vento no projeto de edifícios de concreto armado. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 9, n. 6, 2016.

TARANATH, B.S. **Reinforced concrete design of tall buildings**. 1st ed. Boca Raton: CRC Press, 2010.

VENTURA, Magda M. O estudo de caso como modalidade de pesquisa. **Revista SOCERJ**, Rio de Janeiro, 20(5), p.383-386, 2007.

ZANDONAI FILHO, José Carlos; SIRINO, Guilherme Luiz; OLIVEIRA, Lucas Matheus de. **Análise do Comportamento de Edifícios de Concreto Armado Contraventados por Núcleo Rígido**. Universidade do Vale do Itajaí, 2018.

APÊNDICE A - Forma do pavimento tipo - modelo PR

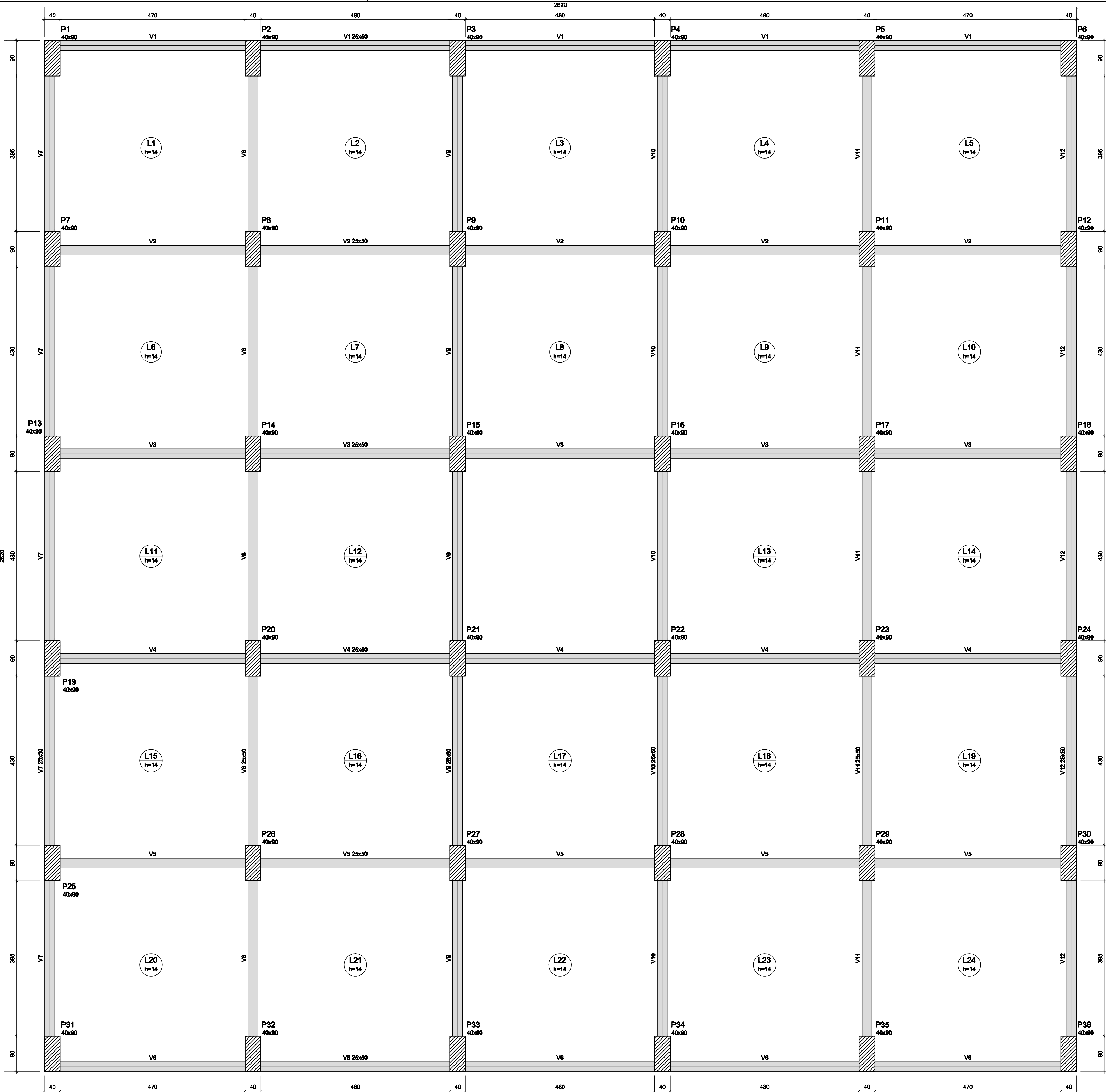
Anexado a tarefa.

APÊNDICE B - Forma do pavimento tipo - modelo NR

Anexado a tarefa

APÊNDICE C - Forma do pavimento tipo - modelo TB

Anexado a tarefa



Forma do pavimento Tipo (Nível 300)

escala 1:50

Lajes								
Nome	Tipo	Altura (cm)	Dados		Peso próprio (kgf/m²)	Sobrecarga (kgf/m²)		
			Elevação (cm)	Nível (cm)		Adicional	Acidental	Localizada
L1	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L2	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L3	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L4	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L5	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L6	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L7	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L8	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L9	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L10	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L11	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L12	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L13	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L14	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L15	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L16	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L17	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L18	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L19	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L20	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L21	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L22	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L23	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L24	Maciça	14	0	300	350	100	250	-

Legenda das vigas e paredes	
	Viga

Legenda dos pilares	
	Pilar que passa

Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	25x50	0	300
V2	25x50	0	300
V3	25x50	0	300
V4	25x50	0	300
V5	25x50	0	300
V6	25x50	0	300
V7	25x50	0	300
V8	25x50	0	300
V9	25x50	0	300
V10	25x50	0	300
V11	25x50	0	300
V12	25x50	0	300

Características dos materiais		
fck	Ecs	
400	3187/38	
Dimensão máxima do agregado = 19 mm		

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	40x90	0	300
P2	40x90	0	300
P3	40x90	0	300
P4	40x90	0	300
P5	40x90	0	300
P6	40x90	0	300
P7	40x90	0	300
P8	40x90	0	300
P9	40x90	0	300
P10	40x90	0	300
P11	40x90	0	300
P12	40x90	0	300
P13	40x90	0	300
P14	40x90	0	300
P15	40x90	0	300
P16	40x90	0	300
P17	40x90	0	300
P18	40x90	0	300
P19	40x90	0	300
P20	40x90	0	300
P21	40x90	0	300
P22	40x90	0	300
P23	40x90	0	300
P24	40x90	0	300
P25	40x90	0	300
P26	40x90	0	300
P27	40x90	0	300
P28	40x90	0	300
P29	40x90	0	300
P30	40x90	0	300
P31	40x90	0	300
P32	40x90	0	300
P33	40x90	0	300
P34	40x90	0	300
P35	40x90	0	300
P36	40x90	0	300

HISTÓRICO DE REVISÕES		
REVISÃO	DATA	ALTERAÇÃO
REV.00	20/10/2020	EMIÇÃO INICIAL

UNIVERSIDADE DO VALE DO TAQUARI

UNIVATES

PROPRIETÁRIO

RESPONSÁVEL TÉCNICO: CREARS

DESCRIÇÃO DO PROJETO

FORMA DO PAVIMENTO TIPO

MODELO:

PÓRTICO RÍGIDO – PR

ALUNA:

KATIUCE DA SILVEIRA

ORIENTADORA:

REBECA JÉSSICA SCHMITZ

DISCIPLINA

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – ETAPA II

ÁREA:

13.728,80m²

ESC.:

INDICADA

DATA:

20/10/2020

REVISÃO:

REVISÃO_00

PRANCHA:

1



Legenda das vigas e pilares

Viga

Legenda dos pilares

Pilar que passa

Vigas

Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	25x50	0	300
V2	25x50	0	300
V3	25x50	0	300
V4	25x50	0	300
V5	25x50	0	300
V6	25x50	0	300
V7	25x50	0	300
V8	25x50	0	300
V9	25x50	0	300
V10	25x50	0	300
V11	25x50	0	300
V12	25x50	0	300
V13	25x50	0	300
V14	25x50	0	300
V15	25x50	0	300


Características dos materiais

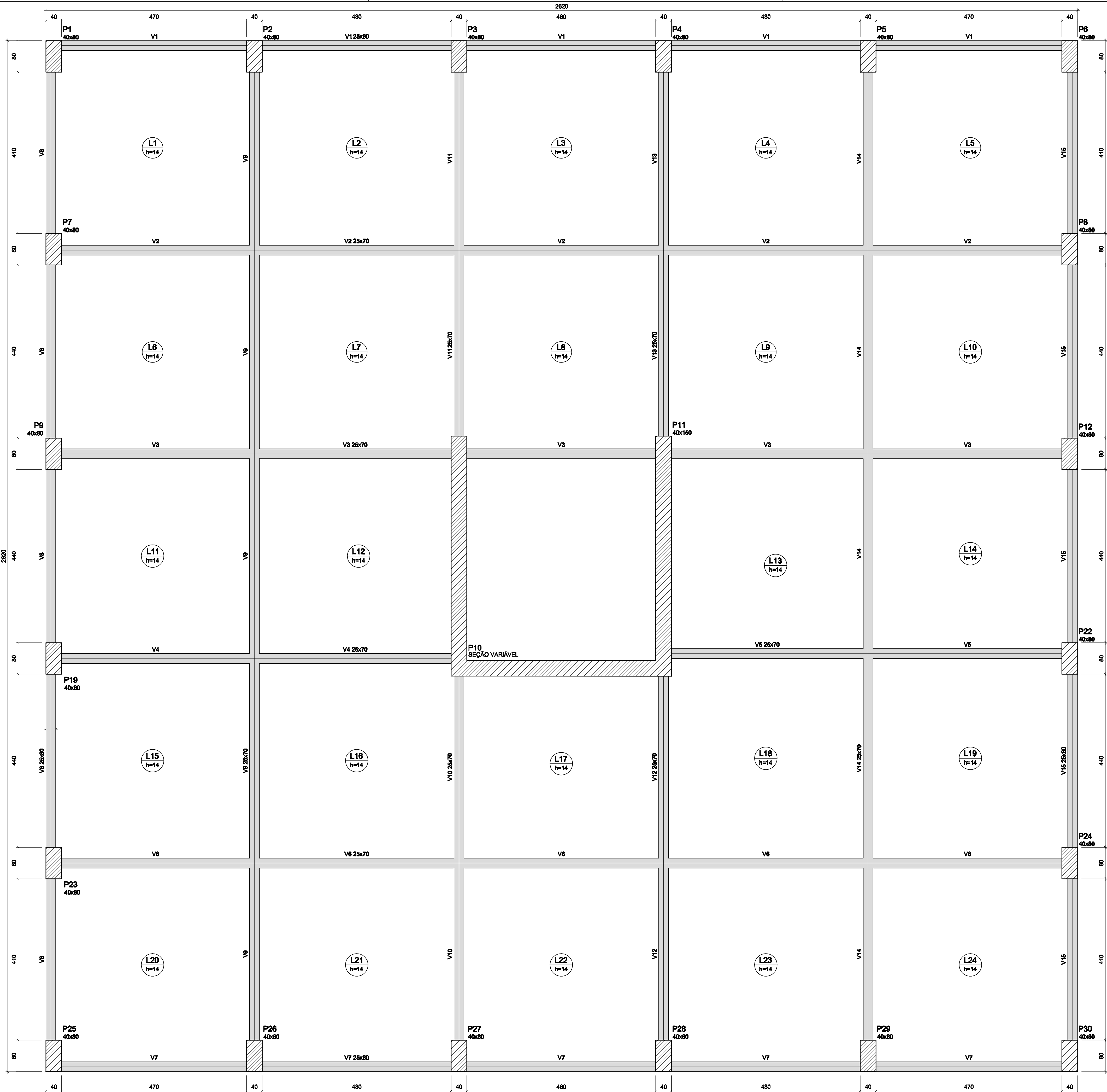
f _{cd} (kgf/cm²)	f _{ctd} (kgf/cm²)
400	318758

Dimensão máxima do agregado = 19 mm

Pilares

Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	40x80	0	300
P2	40x80	0	300
P3	40x80	0	300
P4	40x80	0	300
P5	40x80	0	300
P6	40x80	0	300
P7	40x80	0	300
P8	40x80	0	300
P9	40x80	0	300
P10	40x80	0	300
P11	40x80	0	300
P12	40x80	0	300
P13	40x80	0	300
P14	40x80	0	300
P15	40x150	0	300
P16	40x150	0	300
P17	40x80	0	300
P18	40x80	0	300
P19	40x150	0	300
P20	40x150	0	300
P21	40x150	0	300
P22	40x150	0	300
P23	L 156x154x40x40	0	300
P24	L 154x158x40x40	0	300
P25	40x80	0	300
P26	40x80	0	300
P27	40x120	0	300
P28	40x120	0	300
P29	40x80	0	300
P30	40x80	0	300
P31	40x80	0	300
P32	40x80	0	300
P33	40x80	0	300
P34	40x80	0	300
P35	40x80	0	300
P36	40x80	0	300
P37	40x80	0	300
P38	40x80	0	300
P39	40x80	0	300
P40	40x80	0	300
P41	40x80	0	300
P42	40x80	0	300

UNIVERSIDADE DO VALE DO TAQUARI				
UNIVATES				
		<p>_____</p> <p>PROPRIETÁRIO</p> <p>_____</p> <p>RESPONSÁVEL TÉCNICO: CREARS</p>		
DESCRIÇÃO DO PROJETO FORMA DO PAVIMENTO TIPO				
MODELO: NÚCLEO RÍGIDO – NR				
ALUNA: KATIUCE DA SILVEIRA				
ORIENTADORA: REBECA JÉSSICA SCHMITZ				
DISCIPLINA TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – ETAPA II				PRANCHA: <div style="font-size: 48px; text-align: center;">2</div>
ÁREA: 13.728,80m ²	ESC.: INDICADA	DATA: 20/10/2020	REVISÃO: REVISÃO 00	



Forma do pavimento Tipo (Nível 300)
escala 1:50

Lajes								
Nome	Tipo	Altura (cm)	Dados		Peso próprio (kgf/m²)	Sobrecarga (kgf/m²)		
			Elevação (cm)	Nível (cm)		Adicional	Acidental	Localizada
L1	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L2	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L3	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L4	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L5	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L6	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L7	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L8	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L9	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L10	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L11	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L12	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L13	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L14	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L15	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L16	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L17	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L18	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L19	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L20	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L21	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L22	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L23	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L24	Maciça	14	0	300	350	100	250	-

Legenda das vigas e paredes	
	Viga
	Pilar que passa

Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	25x80	0	300
V2	25x70	0	300
V3	25x70	0	300
V4	25x70	0	300
V5	25x70	0	300
V6	25x70	0	300
V7	25x80	0	300
V8	25x80	0	300
V9	25x70	0	300
V10	25x70	0	300
V11	25x70	0	300
V12	25x70	0	300
V13	25x70	0	300
V14	25x70	0	300
V15	25x80	0	300

Características dos materiais	
fck (kgf/cm²)	Ecs (kgf/cm²)
400	318758


Dimensão máxima do agregado = 19 mm

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	40x80	0	300
P2	40x80	0	300
P3	40x80	0	300
P4	40x80	0	300
P5	40x80	0	300
P6	40x80	0	300
P7	40x80	0	300
P8	40x80	0	300
P9	40x80	0	300
P10	40x150	0	300
P11	40x150	0	300
P12	40x80	0	300
P13	40x150	0	300
P14	40x150	0	300
P15	40x150	0	300
P16	40x150	0	300
P17	L 156x154x40x40	0	300
P18	L 154x158x40x40	0	300
P19	40x80	0	300
P20	40x120	0	300
P21	40x120	0	300
P22	40x80	0	300
P23	40x80	0	300
P24	40x80	0	300
P25	40x80	0	300
P26	40x80	0	300
P27	40x80	0	300
P28	40x80	0	300
P29	40x80	0	300
P30	40x80	0	300

HISTÓRICO DE REVISÕES		
REVISÃO	DATA	ALTERAÇÃO
REV.00	20/10/2020	EMIÇÃO INICIAL

UNIVERSIDADE DO VALE DO TAQUARI

UNIVATES



PROPRIETÁRIO

RESPONSÁVEL TÉCNICO: CREARS

DESCRIÇÃO DO PROJETO

FORMA DO PAVIMENTO TIPO

MODELO:

TUBULAR – TB

ALUNA:

KATIUCE DA SILVEIRA

ORIENTADORA:

REBECA JÉSSICA SCHMITZ

DISCIPLINA

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – ETAPA II

PRANCHA:

3

ÁREA:

13.728,80m²

ESC.:

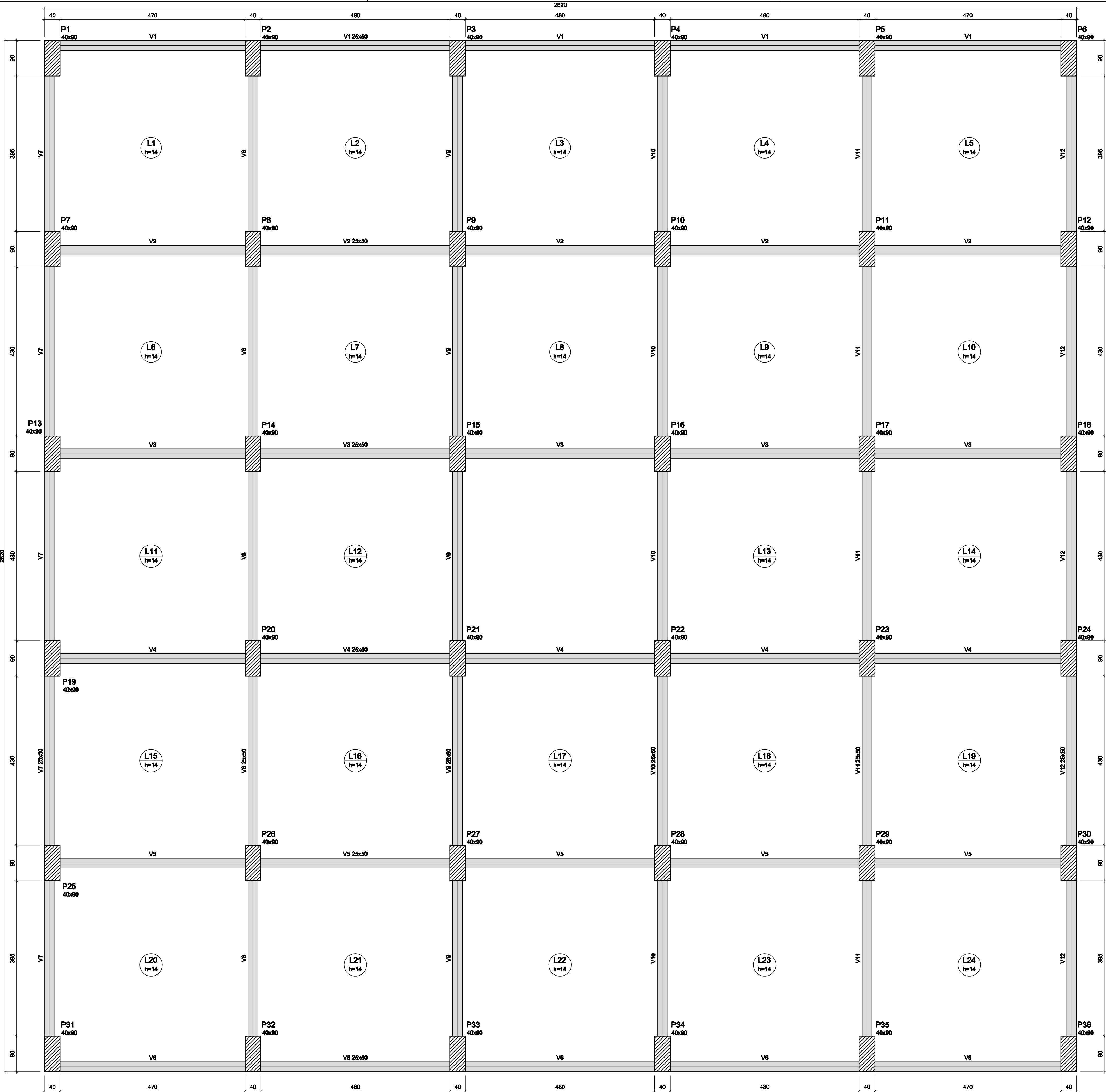
INDICADA

DATA:

20/10/2020

REVISÃO:

REVISÃO_00



Forma do pavimento Tipo (Nível 300)

escala 1:50

Lajes								
Nome	Tipo	Altura (cm)	Dados		Peso próprio (kgf/m²)	Sobrecarga (kgf/m²)		
			Elevação (cm)	Nível (cm)		Adicional	Acidental	Localizada
L1	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L2	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L3	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L4	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L5	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L6	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L7	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L8	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L9	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L10	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L11	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L12	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L13	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L14	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L15	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L16	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L17	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L18	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L19	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L20	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L21	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L22	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L23	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L24	Maciça	14	0	300	350	100	250	-

Legenda das vigas e paredes	
	Viga

Legenda dos pilares	
	Pilar que passa

Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	25x50	0	300
V2	25x50	0	300
V3	25x50	0	300
V4	25x50	0	300
V5	25x50	0	300
V6	25x50	0	300
V7	25x50	0	300
V8	25x50	0	300
V9	25x50	0	300
V10	25x50	0	300
V11	25x50	0	300
V12	25x50	0	300

Características dos materiais		
fck	Ecs	
400	3187/38	
Dimensão máxima do agregado = 19 mm		

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	40x90	0	300
P2	40x90	0	300
P3	40x90	0	300
P4	40x90	0	300
P5	40x90	0	300
P6	40x90	0	300
P7	40x90	0	300
P8	40x90	0	300
P9	40x90	0	300
P10	40x90	0	300
P11	40x90	0	300
P12	40x90	0	300
P13	40x90	0	300
P14	40x90	0	300
P15	40x90	0	300
P16	40x90	0	300
P17	40x90	0	300
P18	40x90	0	300
P19	40x90	0	300
P20	40x90	0	300
P21	40x90	0	300
P22	40x90	0	300
P23	40x90	0	300
P24	40x90	0	300
P25	40x90	0	300
P26	40x90	0	300
P27	40x90	0	300
P28	40x90	0	300
P29	40x90	0	300
P30	40x90	0	300
P31	40x90	0	300
P32	40x90	0	300
P33	40x90	0	300
P34	40x90	0	300
P35	40x90	0	300
P36	40x90	0	300

HISTÓRICO DE REVISÕES		
REVISÃO	DATA	ALTERAÇÃO
REV.00	20/10/2020	EMIÇÃO INICIAL

UNIVERSIDADE DO VALE DO TAQUARI

UNIVATES

PROPRIETÁRIO

RESPONSÁVEL TÉCNICO: CREARS

DESCRIÇÃO DO PROJETO

FORMA DO PAVIMENTO TIPO

MODELO:

PÓRTICO RÍGIDO – PR

ALUNA:

KATIUCE DA SILVEIRA

ORIENTADORA:

REBECA JÉSSICA SCHMITZ

DISCIPLINA

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – ETAPA II

ÁREA:

13.728,80m²

ESC.:

INDICADA

DATA:

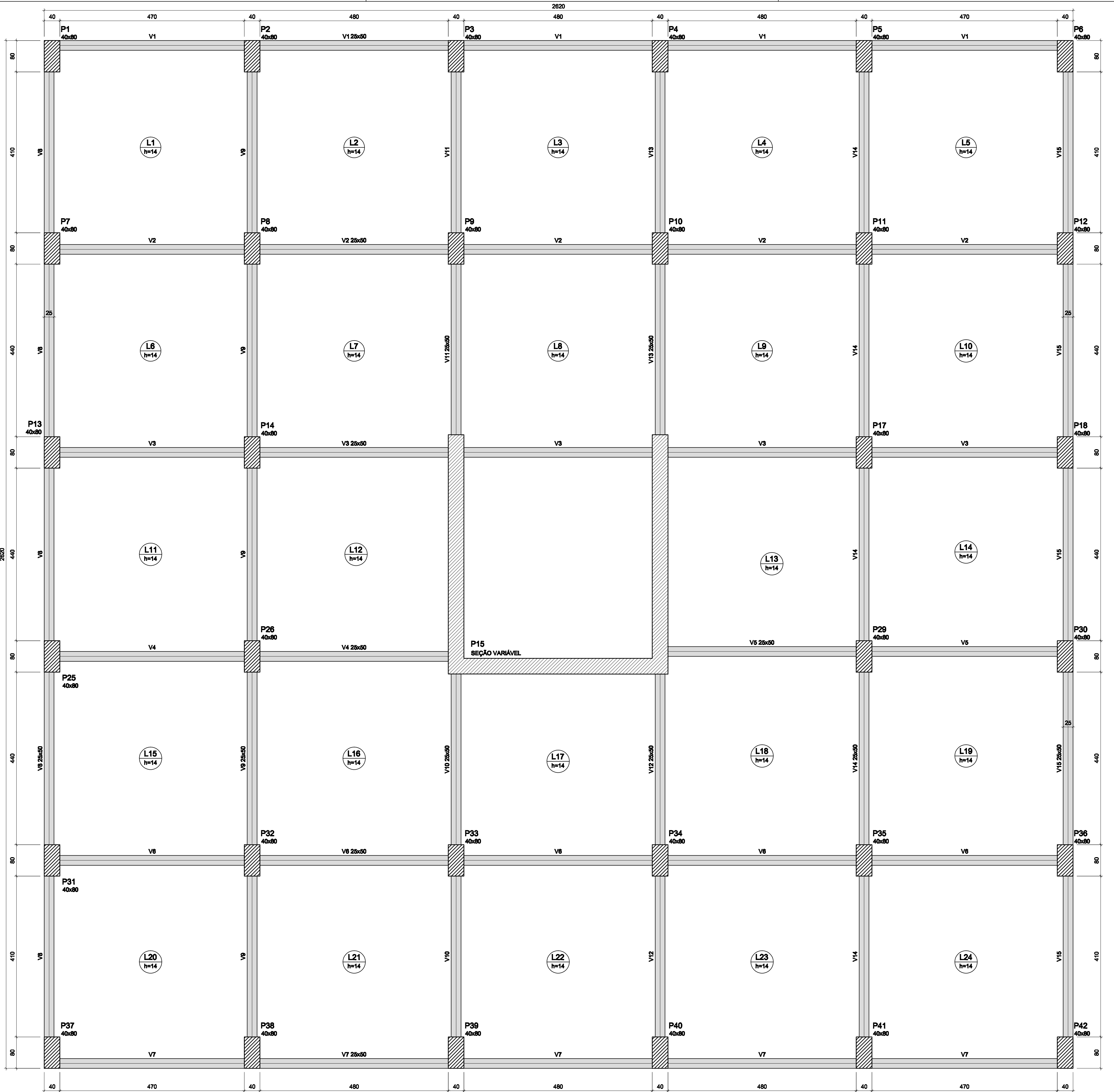
20/10/2020

REVISÃO:

REVISÃO_00



PRANCHA:

1



Forma do pavimento Tipo (Nível 300)
escala 1:50

Lajes							
Nome	Tipo	Dados			Sobrecarga (kgf/m²)		
		Altura (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)	Peso próprio (kgf/m²)	Adicional	Acidental
L1	Maciça	14	0	300	350	100	250
L2	Maciça	14	0	300	350	100	250
L3	Maciça	14	0	300	350	100	250
L4	Maciça	14	0	300	350	100	250
L5	Maciça	14	0	300	350	100	250
L6	Maciça	14	0	300	350	100	250
L7	Maciça	14	0	300	350	100	250
L8	Maciça	14	0	300	350	100	250
L9	Maciça	14	0	300	350	100	250
L10	Maciça	14	0	300	350	100	250
L11	Maciça	14	0	300	350	100	250
L12	Maciça	14	0	300	350	100	250
L13	Maciça	14	0	300	350	100	250
L14	Maciça	14	0	300	350	100	250
L15	Maciça	14	0	300	350	100	250
L16	Maciça	14	0	300	350	100	250
L17	Maciça	14	0	300	350	100	250
L18	Maciça	14	0	300	350	100	250
L19	Maciça	14	0	300	350	100	250
L20	Maciça	14	0	300	350	100	250
L21	Maciça	14	0	300	350	100	250
L22	Maciça	14	0	300	350	100	250
L23	Maciça	14	0	300	350	100	250
L24	Maciça	14	0	300	350	100	250

Legenda das vigas e paredes			
	Viga		
Legenda dos pilares			
	Pilar que passa		
Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	25x50	0	300
V2	25x50	0	300
V3	25x50	0	300
V4	25x50	0	300
V5	25x50	0	300
V6	25x50	0	300
V7	25x50	0	300
V8	25x50	0	300
V9	25x50	0	300
V10	25x50	0	300
V11	25x50	0	300
V12	25x50	0	300
V13	25x50	0	300
V14	25x50	0	300
V15	25x50	0	300
Características dos materiais			
f _{cd}		Ecs	
(kgf/cm²)		(kgf/cm²)	
400		318758	
Dimensão máxima do agregado = 19 mm			

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	40x80	0	300
P2	40x80	0	300
P3	40x80	0	300
P4	40x80	0	300
P5	40x80	0	300
P6	40x80	0	300
P7	40x80	0	300
P8	40x80	0	300
P9	40x80	0	300
P10	40x80	0	300
P11	40x80	0	300
P12	40x80	0	300
P13	40x80	0	300
P14	40x80	0	300
P15	40x150	0	300
P16	40x150	0	300
P17	40x80	0	300
P18	40x80	0	300
P19	40x150	0	300
P20	40x150	0	300
P21	40x150	0	300
P22	40x150	0	300
P23	L 158x154x40x40	0	300
P24	L 154x158x40x40	0	300
P25	40x80	0	300
P26	40x80	0	300
P27	40x120	0	300
P28	40x120	0	300
P29	40x80	0	300
P30	40x80	0	300
P31	40x80	0	300
P32	40x80	0	300
P33	40x80	0	300
P34	40x80	0	300
P35	40x80	0	300
P36	40x80	0	300
P37	40x80	0	300
P38	40x80	0	300
P39	40x80	0	300
P40	40x80	0	300
P41	40x80	0	300
P42	40x80	0	300

HISTÓRICO DE REVISÕES		
REVISÃO	DATA	ALTERAÇÃO
REV.00	20/10/2020	EMISSION INICIAL

UNIVERSIDADE DO VALE DO TAQUARI

UNIVATES



PROPRIETÁRIO

RESPONSÁVEL TÉCNICO: CREARS

DESCRIÇÃO DO PROJETO

FORMA DO PAVIMENTO TIPO

MODELO:

NÚCLEO RÍGIDO – NR

ALUNA:

KATIUCE DA SILVEIRA

ORIENTADORA:

REBECA JÉSSICA SCHMITZ

DISCIPLINA

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – ETAPA II

PRANCHA:

2

ÁREA:

13.728,80m²

ESC.:

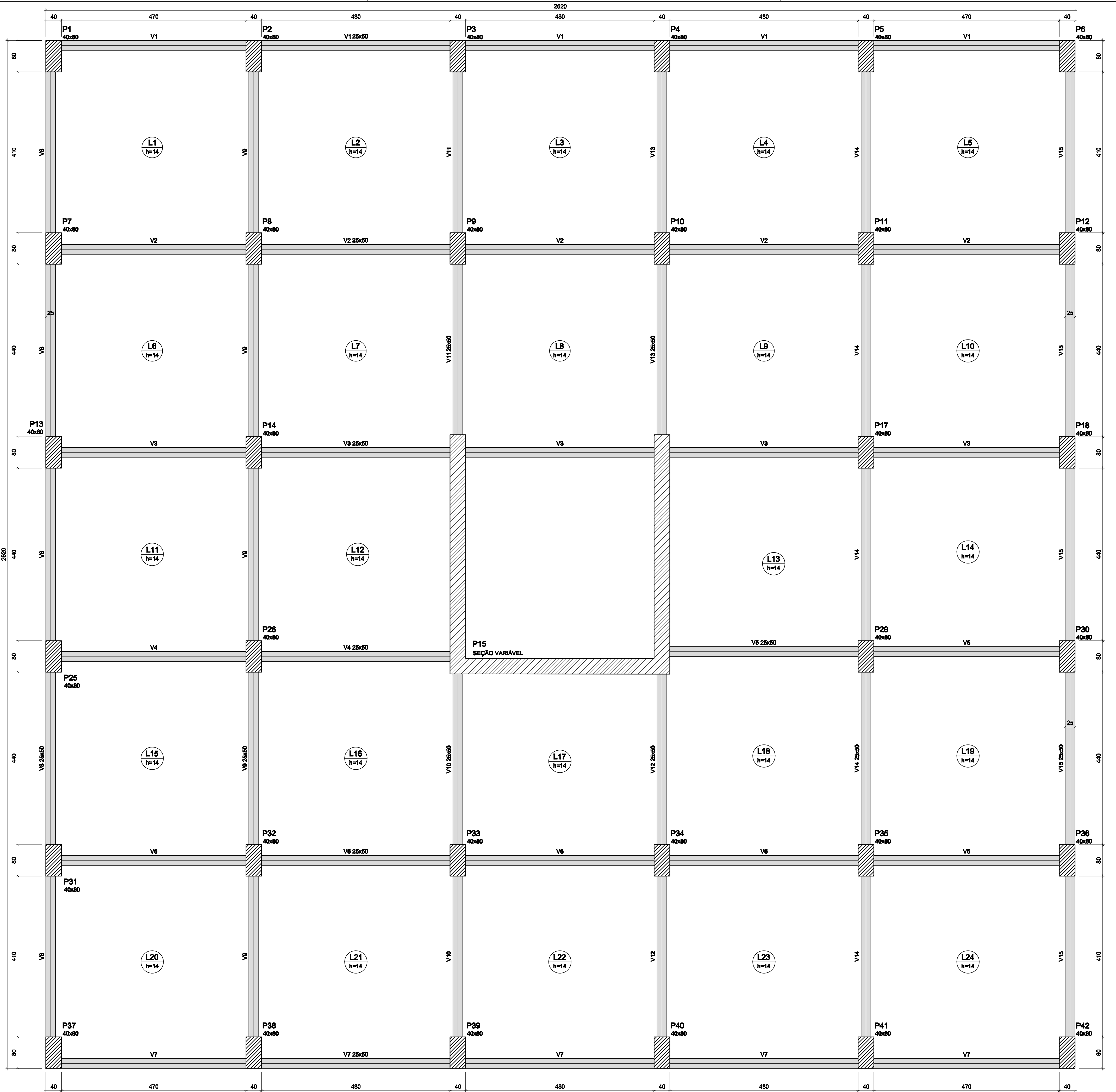
INDICADA

DATA:

20/10/2020

REVISÃO:

REVISÃO_00



Forma do pavimento Tipo (Nível 300)
escala 1:50

Lajes							
Nome	Tipo	Dados			Sobrecarga (kgf/m²)		
		Altura (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)	Peso próprio (kgf/m²)	Adicional	Acidental
L1	Maciça	14	0	300	350	100	250
L2	Maciça	14	0	300	350	100	250
L3	Maciça	14	0	300	350	100	250
L4	Maciça	14	0	300	350	100	250
L5	Maciça	14	0	300	350	100	250
L6	Maciça	14	0	300	350	100	250
L7	Maciça	14	0	300	350	100	250
L8	Maciça	14	0	300	350	100	250
L9	Maciça	14	0	300	350	100	250
L10	Maciça	14	0	300	350	100	250
L11	Maciça	14	0	300	350	100	250
L12	Maciça	14	0	300	350	100	250
L13	Maciça	14	0	300	350	100	250
L14	Maciça	14	0	300	350	100	250
L15	Maciça	14	0	300	350	100	250
L16	Maciça	14	0	300	350	100	250
L17	Maciça	14	0	300	350	100	250
L18	Maciça	14	0	300	350	100	250
L19	Maciça	14	0	300	350	100	250
L20	Maciça	14	0	300	350	100	250
L21	Maciça	14	0	300	350	100	250
L22	Maciça	14	0	300	350	100	250
L23	Maciça	14	0	300	350	100	250
L24	Maciça	14	0	300	350	100	250

Legenda das vigas e paredes				Platares			
Viga				Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
Pilar que passa				P1	40x80	0	300
				P2	40x80	0	300
				P3	40x80	0	300
				P4	40x80	0	300
				P5	40x80	0	300
				P6	40x80	0	300
				P7	40x80	0	300
				P8	40x80	0	300
				P9	40x80	0	300
				P10	40x80	0	300
				P11	40x80	0	300
				P12	40x80	0	300
				P13	40x80	0	300
				P14	40x80	0	300
				P15	40x150	0	300
				P16	40x150	0	300
				P17	40x80	0	300
				P18	40x80	0	300
				P19	40x150	0	300
				P20	40x150	0	300
				P21	40x150	0	300
				P22	40x150	0	300
				P23	L 156x154x40x40	0	300
				P24	L 154x156x40x40	0	300
				P25	40x80	0	300
				P26	40x80	0	300
				P27	40x120	0	300
				P28	40x120	0	300
				P29	40x80	0	300
				P30	40x80	0	300
				P31	40x80	0	300
				P32	40x80	0	300
				P33	40x80	0	300
				P34	40x80	0	300
				P35	40x80	0	300
				P36	40x80	0	300
				P37	40x80	0	300
				P38	40x80	0	300
				P39	40x80	0	300
				P40	40x80	0	300
				P41	40x80	0	300
				P42	40x80	0	300

Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	25x50	0	300
V2	25x50	0	300
V3	25x50	0	300
V4	25x50	0	300
V5	25x50	0	300
V6	25x50	0	300
V7	25x50	0	300
V8	25x50	0	300
V9	25x50	0	300
V10	25x50	0	300
V11	25x50	0	300
V12	25x50	0	300
V13	25x50	0	300
V14	25x50	0	300
V15	25x50	0	300

Características dos materiais		
fck	Ecs	
400	318758	

Dimensão máxima do agregado = 19 mm

HISTÓRICO DE REVISÕES		
REVISÃO	DATA	ALTERAÇÃO
REV.00	20/10/2020	EMISSION INICIAL

UNIVERSIDADE DO VALE DO TAQUARI

UNIVATES



PROPRIETÁRIO

RESPONSÁVEL TÉCNICO: CREARS

DESCRIÇÃO DO PROJETO

FORMA DO PAVIMENTO TIPO

MODELO:

NÚCLEO RÍGIDO – NR

ALUNA:

KATIUCE DA SILVEIRA

ORIENTADORA:

REBECA JÉSSICA SCHMITZ

DISCIPLINA

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – ETAPA II

PRANCHA:

2

ÁREA:

13.728,80m²

ESC.:

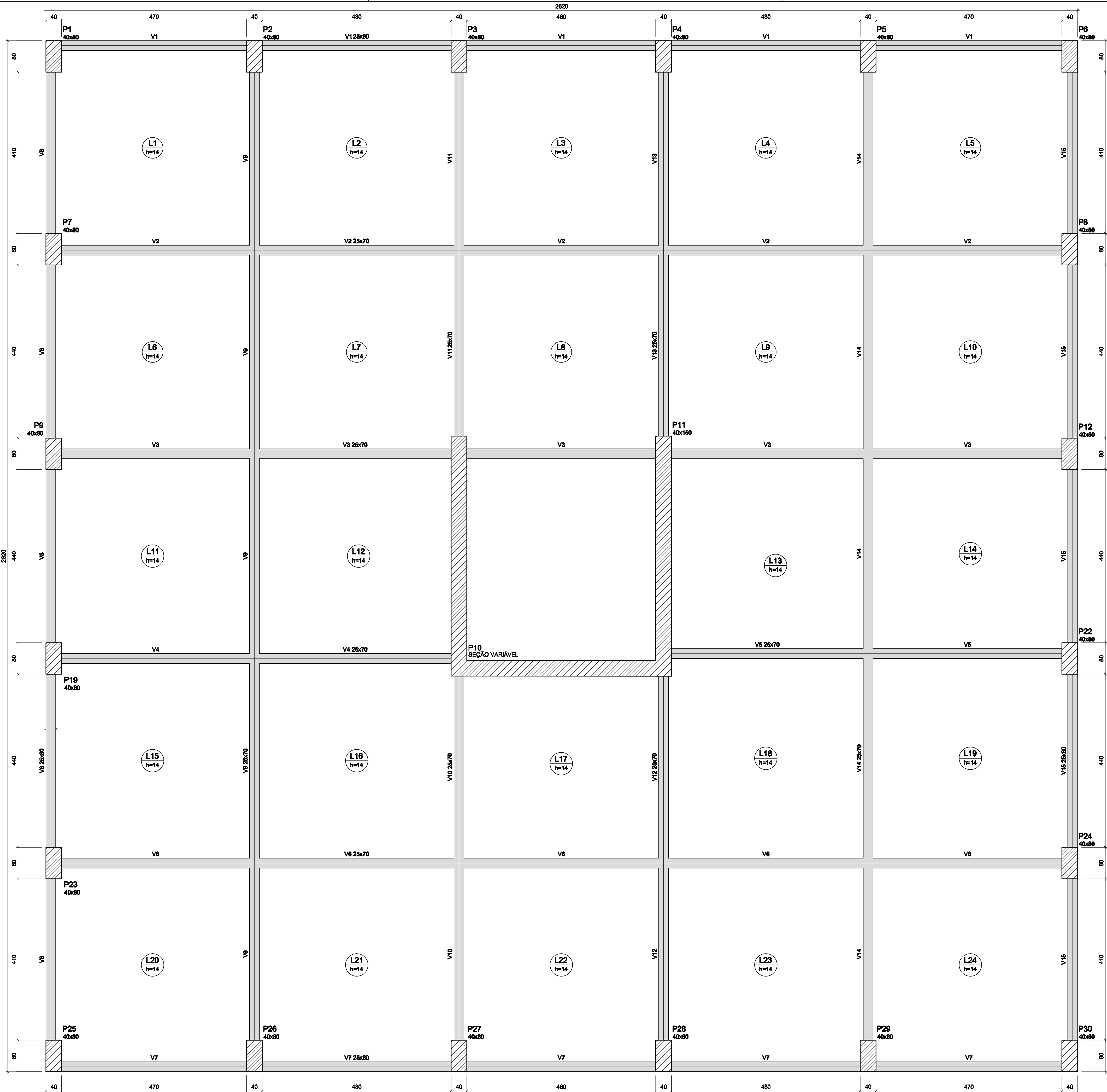
INDICADA

DATA:

20/10/2020

REVISÃO:

REVISÃO_00



Forma do pavimento Tipo (Nível 300)
escala 1:50

Lajes								
Nome	Tipo	Altura (cm)	Dados		Peso próprio (kgf/m²)	Sobrecarga (kgf/m²)		
			Elevação (cm)	Nível (cm)		Adicional	Acidental	Localizada
L1	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L2	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L3	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L4	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L5	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L6	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L7	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L8	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L9	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L10	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L11	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L12	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L13	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L14	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L15	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L16	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L17	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L18	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L19	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L20	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L21	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L22	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L23	Maciça	14	0	300	350	100	250	-
L24	Maciça	14	0	300	350	100	250	-

Legenda das vigas e paredes	
	Viga
	Pilar que passa

Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	25x80	0	300
V2	25x70	0	300
V3	25x70	0	300
V4	25x70	0	300
V5	25x70	0	300
V6	25x70	0	300
V7	25x80	0	300
V8	25x80	0	300
V9	25x70	0	300
V10	25x70	0	300
V11	25x70	0	300
V12	25x70	0	300
V13	25x70	0	300
V14	25x70	0	300
V15	25x80	0	300

Características dos materiais	
fck (kgf/cm²)	Ecs (kgf/cm²)
400	318758

Dimensão máxima do agregado = 19 mm

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	40x80	0	300
P2	40x80	0	300
P3	40x80	0	300
P4	40x80	0	300
P5	40x80	0	300
P6	40x80	0	300
P7	40x80	0	300
P8	40x80	0	300
P9	40x80	0	300
P10	40x150	0	300
P11	40x150	0	300
P12	40x80	0	300
P13	40x150	0	300
P14	40x150	0	300
P15	40x150	0	300
P16	40x150	0	300
P17	L 156x154x40x40	0	300
P18	L 154x158x40x40	0	300
P19	40x80	0	300
P20	40x120	0	300
P21	40x120	0	300
P22	40x80	0	300
P23	40x80	0	300
P24	40x80	0	300
P25	40x80	0	300
P26	40x80	0	300
P27	40x80	0	300
P28	40x80	0	300
P29	40x80	0	300
P30	40x80	0	300

HISTÓRICO DE REVISÕES		
REVISÃO	DATA	ALTERAÇÃO
REV.00	20/10/2020	EMIÇÃO INICIAL

UNIVERSIDADE DO VALE DO TAQUARI

UNIVATES



PROPRIETÁRIO

RESPONSÁVEL TÉCNICO: CREARS

DESCRIÇÃO DO PROJETO

FORMA DO PAVIMENTO TIPO

MODELO:

TUBULAR – TB

ALUNA:

KATIUCE DA SILVEIRA

ORIENTADORA:

REBECA JÉSSICA SCHMITZ

DISCIPLINA

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – ETAPA II

PRANCHA:

3

ÁREA:

13.728,80m²

ESC.:

INDICADA

DATA:

20/10/2020

REVISÃO:

REVISÃO_00